

لجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Kasdi Merbah Ouargla
Faculté des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil et
d'Hydraulique



جامعة قاصدي مرباح ورقلة
كلية العلوم التطبيقية
قسم الهندسة المدنية و الري

Réf

Thèse de doctorat LMD

Spécialité : Génie Civil

Option : Matériaux en génie civil

Présenté par :

Mr : TOBCHI Mohammed Bachir

THEME:

**Contribution au diagnostic, à la maintenance et à la modernisation des
matériaux utilisés dans le réseau d'assainissement de la wilaya de
Touggourt**

Soutenu publiquement le : 13/12/2025

Devant le jury d'examen:

- Mr. ABIMOULOUD Youcef M.C.A U. Ouargla Président
- Mr. KRIKER Abdelouahed Prof U. Ouargla Rapporteur / Encadreur
- Mme. OULHACI Dalila M.C.A U. Ouargla Co-Encadreur
- Mr. MOKHTARI Abdessamad M.C.A U. Ouargla Examineur
- Mr. ARABI Noureddine Prof U. Annaba Examineur
- Mr. BEDADI Laid M.C.A U. El Oued Examineur

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à exprimer ma profonde gratitude envers Allah, qui m'a accordé la santé et la force nécessaires pour mener à bien ce travail de doctorat.

Je souhaite adresser mes sincères remerciements à mon directeur de thèse, Monsieur Kriker Abdelouahed, Professeur à l'Université de Ouargla, ainsi qu'à ma co-encadrante, Madame Oulhaci Dalila, pour leurs orientations, leur accompagnement et la richesse de leurs conseils avisés durant cette recherche. Ma reconnaissance va également au président du jury pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant de présider cette soutenance, ainsi qu'aux membres du jury pour l'intérêt porté à ce travail, la qualité de leurs observations et la pertinence de leurs remarques. Je remercie les techniciens et ingénieurs du Laboratoire des Travaux Publics (LTPS) de la wilaya de Ouargla pour leur appui technique. Mes remerciements s'adressent également à M. Brahim Baali, directeur de l'usine MAGHREB PIPE à M'sila, ainsi qu'à l'ensemble des ingénieurs du laboratoire, en particulier Soufiane, pour leur précieuse collaboration.

Je remercie chaleureusement le directeur du laboratoire privé d'étude et de contrôle (LEC) de la wilaya de Ouargla pour son appui, ainsi que tout le personnel du CRAPC de l'Université de Ouargla, avec une mention spéciale au docteur Rekbi Fares.

Je tiens également à remercier M. Kechired Ali, responsable du laboratoire de génie civil à l'Université de Ouargla, le personnel du hall technique de l'Université d'El Oued, et en particulier le docteur Bedadi Laïd pour son soutien.

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à la direction centrale Engineering & Project Management de Sonatrach, et plus particulièrement à l'ingénieur Guessoum Younes pour son appui précieux.

Mes remerciements s'adressent également au laboratoire de génie civil de l'université Badji Mokhtar, avec une mention spéciale au professeur Noureddine Arabi pour son soutien constant.

Enfin, je remercie le Bureau d'études d'ingénierie et de conseils techniques, notamment son directeur M. Benmoussa Farid, pour leur accompagnement et leur appui technique tout au long de ce travail.

Dédicaces

Je dédie ce travail :

À la mémoire de mes parents, en priant que Dieu leur accorde Sa miséricorde infinie.

À ma chère épouse, pour son amour et son soutien.

À mes enfants bien-aimés, source de ma motivation.

À mes frères et sœurs, pour leur présence constante.

À toute ma famille ainsi qu'à mes amis, qui m'ont accompagné de près ou de loin dans ce parcours.

Résumé

Le diagnostic du réseau d'assainissement de la région de Touggourt présente plusieurs signes de dégradation, affectant particulièrement les regards. Ces altérations sont attribuées à l'inadéquation des matériaux employés, notamment un béton de faible performance non adapté aux conditions physico-chimiques agressives du sol et des eaux usées. Cette incompatibilité impacte négativement la durabilité et la performance globale des ouvrages.

Dans le cadre de l'amélioration des matériaux utilisés dans le réseau d'assainissement, la valorisation des ressources locales, notamment l'utilisation du sable concassé provenant du concassage des roches de la région de Hassi Messaoud pour la fabrication du béton, représente l'une des solutions les plus efficaces et prometteuses.

L'objectif principal de cette étude est, dans un premier temps, d'évaluer l'effet du remplacement du sable alluvionnaire par du sable concassé sur les performances mécaniques du béton exposé à un sol agressif. Les taux de substitution testés sont de 40 %, 45 %, 50 %, 55 %, 60 % et 100 %, Les résultats ont montré que le taux de 50 % est le meilleur en termes de résistance mécanique.

Dans un second temps, des formulations avec 50 % de sable concassé ont été élaborées, avec et sans l'ajout d'un hydrofuge de type Sika, et conservées dans des conditions réelles des eaux usées. Les résultats obtenus montrent une amélioration de la résistance mécanique. Des études complémentaires de durabilité, ont montré une réduction des phases nuisibles issues de l'hydratation par rapport au béton témoin formulé avec 100 % de sable alluvionnaire.

Enfin, dans le cadre des ouvrages majeurs, notamment les collecteurs principaux, des regards prototypes ont été fabriqués en PRV (plastique renforcé de verre). Les essais en conditions réelles ont confirmé leur excellente résistance face aux agents chimiques agressifs présents dans le sol et les eaux usées, offrant ainsi une alternative viable pour les futures opérations de réhabilitation.

Mots clefs : durabilité, sable alluvionnaire, sable concassé, perméabilité, sulfates, PRV, eaux usées.

Abstract

The diagnosis of the sanitation network in the Touggourt region reveals several signs of deterioration, particularly affecting sewer manholes. These degradations are mainly attributed to the inadequacy of the materials used, especially the use of low-performance concrete that is not suited to the aggressive physico-chemical conditions of the soil and wastewater. This incompatibility negatively impacts the durability and overall performance of the infrastructure.

As part of improving the materials used in the sanitation network, enhancing local resources, particularly by utilizing crushed sand derived from rock crushing in the Hassi Messaoud region for concrete production, represents one of the most effective and promising solutions.

The primary objective of this study is, in the first phase, to evaluate the effect of replacing alluvial sand with crushed sand on the mechanical performance of concrete exposed to aggressive soil. The substitution rates tested were 40%, 45%, 50%, 55%, 60%, and 100%. The results showed that the 50% ratio is the best in terms of mechanical strength. In the second phase, concrete mixes containing 50% crushed sand were prepared, with and without the addition of a Sika-type water repellent, and stored under Real conditions of wastewater. The obtained results demonstrated a noticeable improvement in mechanical strength. Complementary durability studies showed a reduction in harmful hydration products compared to the reference concrete formulated with 100% alluvial sand.

Finally, for major structures, particularly the foremost collectors, prototype sewer manholes were fabricated using GRP (glass-reinforced plastic). Real-world tests confirmed their excellent resistance to the aggressive chemical agents present in the soil and wastewater, thus offering a viable alternative for future rehabilitation projects.

Keywords: durability, alluvial sand, crushed sand, permeability, sulfates, GFRP, wastewater.

الملخص

تشخيص شبكة الصرف الصحي في منطقة تقرت يُظهر العديد من علامات التدهور، لا سيما تلك التي تؤثر على غرف التفريش. تُعزى هذه المتدهورات بشكل رئيسي إلى عدم ملائمة المواد المستخدمة، وخاصة استعمال خرسانة ضعيفة الأداء لا تتوافق مع الظروف الفيزيائية والكيميائية العدوانية للتربة والمياه المستعملة. هذه الحالة من عدم التوافق تؤثر سلبيًا على متانة وكفاءة البنية التحتية بشكل عام.

وفي إطار تحسين المواد المستعملة في شبكة الصرف الصحي، تُعدّ عملية تجميع الموارد المحلية، وخصوصًا استخدام رمل المحاجر الناتج عن تكسير الصخور في منطقة حاسي مسعود في تصنيع الخرسانة، واحدة من أنجع وأبرز الحلول الواعدة.

الهدف الأساسي من هذه الدراسة، في مرحلتها الأولى، هو تقييم تأثير استبدال الرمل النهري برمل المحاجر على الأداء الميكانيكي للخرسانة المعرضة لتربة عدوانية. تم اختبار نسب تعويض مختلفة وهي: 40%، 45%، 50%، 55%، 60%، و100%. وقد أظهرت النتائج أن نسبة 50% تمثل الأفضل من حيث المقاومة الميكانيكية.

في المرحلة الثانية، تم إعداد خلطات خرسانية تحتوي على 50% من رمل المحاجر، مع وبدون إضافة مادة طاردة للماء من نوع سيبكا، وتم حفظها في ظروف حقيقية للمياه المستعملة. وقد أظهرت النتائج المحصلة تحسناً ملحوظاً في مقاومة الخرسانة ميكانيكياً. كما أظهرت دراسات إضافية حول المتانة انخفاضاً في المنتجات الضارة الناتجة عن تفاعلات الإماهة مقارنة بالخرسانة المرجعية المصنعة باستخدام 100% من الرمل النهري.

وأخيراً، بالنسبة للهياكل الكبرى، وخاصة المجمعات الرئيسية، تم تصنيع نماذج أولية من غرف التفريش باستخدام مادة البلاستيك المدعم بالألياف الزجاجية. وقد أكدت الاختبارات في الظروف الواقعية مقاومتها الممتازة للعوامل الكيميائية العدوانية الموجودة في التربة والمياه المستعملة، مما يجعلها بديلاً فعالاً وقابلاً للتطبيق في مشاريع إعادة التأهيل المستقبلية.

الكلمات المفتاحية: الديمومة، الرمل الرسوبي، رمل المحاجر، النفاذية، الكبريتات، البوليمر المقوى بالألياف الزجاجية، مياه الصرف الصحي.

Sommaire

Remerciements	I
Dédicaces.....	II
Résumé.....	III
Abstract.....	IV
المخلص.....	V
Sommaire	VI
Liste des abréviations.....	XIV
Liste des figures	XVI
Liste des tableaux	XX
Introduction générale.....	1

Chapitre I:Etude bibliographique

I.1. Introduction.....	3
I.1.1. Pâte de ciment hydraté	3
I.1.2. Ciment	4
I.1.3. Structure de la pâte de ciment hydraté	4
I.1.3.1. Silicates de calcium hydratés C-S-H.....	4
I.1.3.2.La Portlandite (CH).....	6
I.1.3.3.Ettringite.....	8
I.2.FACTEURS DE LA DURABILITE	8
I.2.1.Porosité	8
I.2.1.1.Dimensions des pores	10
I.2.1.2. Classification des pores.....	13
I.2.1.3. Classification selon la taille.....	14
I.2.1.4. Importance de la classification.....	14
I.3.Microstructure des mortiers et des bétons.....	15
I.3.1. Introduction.....	15
I.3.2. Auréole de transition	15
I.3.2.1. Définition des grains anhydres.....	16
I.3.2.2. Composition des grains anhydres	16
I.3.2.2. Rôle des grains anhydres dans la pâte de ciment.....	17
I.3.2.3. Transformation des grains anhydres	17
I.3.3. Eléments de l'auréole de transition	17
I.3.3.1. Première zone	17

I.3.3.2. Deuxième zone	17
I.3.3.3. Troisième zone.....	17
I.3.4. Epaisseur de l'auréole.....	18
I.4.Durabilité du béton dans les milieux agressifs	18
I.4.1. Attaques aux sulfates	18
I.4.1.1. Mécanisme de dégradation par les sulfates	19
I.4.1.2. Mécanisme de la formation de la thaumasite	20
I.4.1.3. Mécanisme d'attaque par les sulfates externes	20
I.4.1.4. Mécanisme des sulfates de sodium (Na_2SO_4)	20
I.4.1.5.Mécanisme du sulfate de magnésium (MgSO_4)	21
I.4.1.6. Mécanisme de sulfate de calcium (CaSO_4).....	21
I.4.1.7. Sulfate d'ammonium.....	21
I.4.1.8. Effet de L'acide sulfurique sur le béton	21
I.4.2. Carbonatation du béton.....	22
I.4.2.1. Facteurs influant de la carbonatation du béton	22
I.4.3. Alkali-réaction	25
I.4.3.1.Attaque du béton par des alcalis	26
I.4.3.2. Paramètres influents sur l'attaque par les alcalins.....	27
I.5. Utilisation de sable concassé dans le béton.....	30
I.5.1.Influence de sable concassé sur le béton frais	30
I.5.2 Influence de sable concassé sur La densité.....	31
I.5.3.Influence de sable concassé sur La résistance mécanique du béton	33
I.5.4.Influence de sable concassé sur la durabilité du béton.....	35
I.5.4.1.Introduction.....	35
I.5.4.2.Influence de sable concassé sur la perméabilité du béton	35
I.5.4.3.Résistance aux sulfates.....	36
I.6.Matériaux composites	39
I.6.1.Définition du matériau composite.....	40
I.6.2.Matériaux utilisées en composites	40
I.6.2.1.Matrice de résine	40
I.6.2.1.1.Résines thermodurcissables.....	41
I.6.2.1.2.Polyesters insaturés	41
I.6.2.1.3.Vinyl esters	42
I.6.2.1.4. Phénolique	43
I.6.2.2. Fibres de renforcement	43
I.6.2.2.1. Fibres de verre.....	44

I.6.2.2.2.Fibres de basalte.....	45
I.6.2.2.3. Fibres de carbone.....	45
I.6.2.2.4. Fibre d'aramide	46
I.6.2.2.5. Fibres métalliques	46
I.6.2.3.Fillers	47
I.6.3. Durabilité des matériau composites.....	47
I.6.3.1. Corrosion des polymeres.....	48
I.6.3.2. Vieillissement chimique des polymères	48
I.6.3.2.1. Hydrolyse	48
I.6.3.2.2. Oxydation	49
I.6.3.2.3. Amorçage.....	49
I.6.3.2.4. Propagation.....	50
I.6.3.2.5. Terminaison.....	50
I.6.4. Durabilité chimique de la résine polyester	50
I.6.5. Durabilité chimique de la résine vinylester	50
Chapitre II :diagnostic de réseaux d’assainissement de Touggourt le cas de la ville de Témacine	
II.1. Introduction	52
II.2. Aperçu historique et fondation de la ville.....	52
II.2.1. Fondation de la ville	52
II.3. Situation géographique	52
II.3.1. Délimitation territoriale	53
II.3.2. Localisation géographique	53
II.4. Relief et topographie de la région.....	53
II.4.1. Géologie de la région	53
II.5. Estimation de la population future et perspective	53
II.6. Estimation du débit des eaux usées	54
II.7. Inspection des écoulements rejetés au niveau des points de déversement et évaluation de leur situation.....	55
II.7.1. Analyse hydraulique des rejets d’eaux usées de la ville de Témacine.....	56
II.8. Caractéristiques des conduites et des regards utilisées dans le réseau d’assainissement à Témacine.....	57
II.9. Caractéristiques des stations existantes à Témacine.....	58
II.10. Analyse SAA des matériaux Lourds dans les eaux usées.....	60
II.11. Caractéristiques physiques et chimiques des eaux usées	61
II.12. Caractéristiques minéralogiques des eaux usées	62
II.13. Points noirs dans le réseau d’assainissement existant.....	63

II.13.1. Branchements individuels responsables de l'endommagement des regards	65
II.13.2. Problème des regards pleins	66
II.13.3. Problème de dégradation du béton des regards à Témachine.....	69
II.13.4. Regards recouverts de terre à Témachine	70
II.13.5. Insuffisance de dimensionnement dans le réseau d'assainissement des eaux usées à Témachine.....	73
 Chapitre III :Maintenance des réseaux d'assainissement	
III.1. Introduction	75
III.1.1. Réseau séparatif.....	75
III.1.2. Réseau pseudo-séparatif	75
III.1.3. Réseau unitaire.....	75
III.2. Dégradation des réseaux d'assainissement.....	76
III.2.1. Problèmes de performance des réseaux d'assainissement	76
III.2.1.1. Perturbations hydrauliques.....	77
III.2.1.2. Dégradations structurelles.....	77
III.2.2. Défaillances structurelles.....	78
III.3. Maintenance des réseaux d'assainissement.....	78
III.3.1. Objectifs de la maintenance des réseaux d'assainissement	78
III.3.1.1. Inspection et diagnostic visuel régulier du réseau d'assainissement	79
III.3.1.2. Nettoyage préventif	79
III.3.1.3. Effet des graisses et huiles (FOG) dans les réseaux d'assainissement	80
III.3.1.3.1. Installation de dégraisseurs	81
III.3.1.3.2. Sensibilisation.....	81
III.3.1.3.3. Nettoyage ciblé et régulier	81
III.3.1.3.4. Surveillance des rejets professionnels.....	81
III.3.1.3.5. Utilisation d'additifs biologiques ou enzymatiques	81
III.3.1.3.6. Conclusion	81
III.3.1.4. Surveillance des débits et de la qualité des eaux dans les réseaux d'assainissement	82
III.3.1.4.1. Mesure des débits.....	82
III.3.1.4.2. Surveillance de la qualité des eaux.....	82
III.3.1.4.3. Intégration dans les systèmes de gestion.....	83
III.3.1.4.4. Sensibilisation des usagers aux bonnes pratiques dans le réseau d'assainissement	83

Chapitre IV :Essais sur les matériaux utilisés

Partie A : Influence du sable concasse sur les performances mécaniques d'un béton conserver dans un milieu agressif dans la région de Touggourt	86
IV.1. Introduction.....	86
IV.2. Matériaux utilisés	86
IV.2.1. Ciments	86
IV.2.2. Adjuvants.....	86
IV.2.3. Agrégats	87
IV.3. METHODES EXPERIMENTALES.....	89
IV.3.1. Préparation et production	89
IV.3.2. Confection des éprouvettes	90
IV.3.3. Conservation des éprouvettes	90
IV.4. Résistance mécanique	91
IV.4.1. La résistance à la compression	92
IV.4.2. la résistance à la flexion	94
IV.4.3. La résistance à la traction.....	95
IV.5. CONCLUSION.....	96
Partie B: Influence du sable concasse sur les performances mécaniques et la durabilité d'un béton conserver dans les eaux usées dans la région de Touggourt	97
IV.6. Introduction.....	97
IV.7. Matériaux utilisés	97
IV.7.1. Granulats	97
IV.7.2. Ciment.....	102
IV.7.3Adjuvant	102
IV.7.4. Hydrofuge	103
IV.8. MÉTHODES EXPÉRIMENTALES.....	103
IV.8.1. Préparation et formulation du béton	103
IV.8.2. Confection des éprouvettes	104
IV.8.3. Conservation des éprouvettes	104
IV.8.4. Protocol de séchage mouillage	105
IV.9. Essai d'affaissement au cône d'Abrams (la norme EN 12350-2 (Europe)).....	106
IV.9.1. Résultats et discussion.....	107
IV.9.2. Conclusion.....	108
IV.10. Masse volumique du béton frais (la norme EN 12350-6).....	109
IV.10.1. Conclusion.....	109
IV.11. La résistance à la compression	110
IV.11.1. Résultats et discussion.....	110

IV.11.2. Conclusion.....	111
IV.12. La résistance à la flexion.....	115
IV.12.1. Résultats et discussion.....	115
IV.12.2. Conclusion.....	115
IV.13. Essais de durabilité	117
IV.13.1.Essai la pénétration d'eau sous pression (la perméabilité) NF EN 12390-8.....	117
IV.13.1.1. Introduction	117
IV.13.1.2. Qualification de béton en fonction d'étanchéité	117
IV.13.1.3. Approche performantielle des bétons	118
IV.13.1.4. Protocol d'essai	118
IV.13.1.5. Résultats et discussions	119
IV.13.1.6. Conclusion.....	122
IV.13.2. Analyse visuelle.....	123
IV.13.2.1 .Analyse visuelle des dégradations observées sur les éprouvettes de béton exposées aux eaux usées.....	123
IV.13.2.2. Analyse EDX des zones dégradées	125
IV.13.2.2.1. Interprétation des éléments et mécanismes de dégradation	125
IV.13.3. Test de profondeur de carbonatation selon la norme (NF EN 14630).....	127
IV.13.3.1. Analyse les résultats de la profondeur de carbonatation	129
IV.13.3.2. Conclusion.....	130
IV.13.4. Essai de pénétration des chlorures.....	130
IV.13.4.1. Analyse les résultats de la profondeur de pénétration de chlorure.....	131
IV.13.4.2. Conclusion.....	131
IV.13.5. Analyse DRX (Diffraction des Rayons X).....	132
IV.13.5.1. Introduction	132
IV.13.5.2. Analyse DRX Mt1 et M1	133
IV.13.5.2.1. Analyse comparative entre M1 et Mt1	134
IV.13.5.3. Analyse DRX Mt2 et M2	136
IV.13.5.3.1. Analyse comparative entre M2 et Mt2	137
IV.13.5.4. Analyse DRX Mt3 et M3	139
IV.13.5.4.1. Analyse comparative entre M3 et Mt3	139
IV.13.5.5. Analyse DRX Mt4 et M4.....	141
IV.13.5.5.1. Analyse comparative entre M4 et Mt4	141
IV.13.6. Analyse microstructurale du Béton par Microscopie Électronique à Balayage	143
IV.13.6.1. introduction.....	143
IV.13.6.2. Analyse de la micrographie MEB du béton M1	144

IV.13.6.3. Analyse de la micrographie MEB du béton M2	147
IV.13.6.4. Analyse de la micrographie MEB du béton M3	149
IV.13.6.5. Analyse de la micrographie MEB du béton M4	150
Partie C : Analyse des performances mécaniques et de la durabilité de regards prototypes en PRV en conditions de sol agressif et d'eaux usées.....	152
IV.14. Introduction.....	152
IV.14.1 Matériaux et Méthodologie.....	153
IV.14.1.1. Composants utilisés	153
IV.14.1.1.1 Matrice	153
IV.14.1.1.2. Renforts en fibres de verre	154
IV.14.1.2. Méthode de fabrication	157
IV.14.1.3. Caractéristiques des regards	158
IV.14.1.4. Programme expérimental	158
IV.14.2. Essais expérimentaux.....	158
IV.14.2.1. Essai de réactivité de la résine polyester	158
IV.14.2.1.1 Introduction	158
IV.14.2.1.2 Objectif.....	159
IV.14.2.1.3 Matériaux et Réactifs	159
IV.14.2.1.4. Conclusion.....	159
IV.14.3. Essai perte au feu (ASTM D2584).....	161
IV.14.3.1. Introduction	161
IV.14.3.2. Protocol d'essai.....	161
IV.14.3.3. Résultats et discussion	161
IV.14.4. Essai de traction	162
IV.14.4.1. Introduction	162
IV.14.4.2. Résultats et discussion	162
IV.14.4.3. Conclusion.....	163
IV.14.5. Essai d'ovalisation.....	167
IV.14.5.1. Introduction	167
IV.14.5.2. Résultats et discussion	167
IV.14.5.3. Conclusion.....	168
IV.14.6. Essai Split disk (ASTM D2290 testing fixture).....	170
IV.14.6.1. Introduction	170
IV.14.6.2. Protocol de l'essai	170
IV.14.6.3. Résultats et discussion	172
IV.14.6.4. Conclusion.....	173

IV.14.7. Essai d'absorption d'eau ASTM D570	174
IV.14.7.1. Introduction	174
IV.14.7.2. Protocole de l'essai	174
IV.14.7.3. Résultats et discussion	176
IV.14.8. Essai d'absorption d'humidité ASTM D570	176
IV.14.8.1. Introduction	176
IV.14.8.2. Protocole de l'essai	177
IV.14.8.3. Résultats et discussions	177
IV.14.8.4. Conclusion	179
Conclusion générale et perspective	183
Références bibliographiques	187
Annexes	195

Liste des abréviations

C3S :Silicate tricalcique

C2S :Silicate bicalcique

C3A :Aluminate tricalcique

C4AF :Aluminoferrite tétracalcique

C-S-H :Silicate de calcium hydraté

CH :Portlandite

ITZ :Zone de transition interfaciale

RAS :Réaction alcali-silice

FRP :Polymères renforcés de fibres

PMC :Composites à matrice polymère

UP : Résines polyesters insaturés

FML : Stratifiés métalliques à fibres

CRF :Composites renforcés de fibres

UV :Rayon ultraviolette

ONA :Office national d'assainissement

RAU : Réseaux d'assainissement urbains

SSO :Sanitary Sewer Overflows

CSO :Combined Sewer Overflows

CCTV : Closed-Circuit Television

FOG : Fats, Oils, and Grease

DBO5 : Demande Biologique en Oxygène sur 5 jours

DCO : Demande Chimique en Oxygène

SIG :Systèmes d'information géographique

SAA :Spectrométrie d'Absorption Atomique

OMS : Organisation Mondiale de la Santé

EPA :Agence de Protection de l'Environnement

CRS : Ciment résistant aux sulfates

SC :Sable calcaire

SA :Sable alluvionnaire

RC :Résistance à la compression

MEB : Microscope Electronique à Balayage

EDX :Dispersion d'énergie des rayons X

DRX : Diffraction des Rayons X

ASTM: American Society for Testing and Materials

PRV: Plastique renforcé de verre

Liste des figures

Figure I.01 : le C-S-H et les différents états de l'eau qui lui sont associés[10] .	5
Figure I.02 : Cristal de portlandite (X) entre des C - S - H (#), La porosité est repérée par (O) [17].	7
Figure I.03 : Représentation schématisée d'un matériau poreux[18].	8
Figure I.04:Interaction entre la perméabilité, la résistance à la compression et la porosité du béton [19].	9
Figure I.05: Modèle de Feldman et Sereda Modèle simplifié pour le ciment Portland hydraté [20].	10
Figure I.06: (a) Structure du gel de C-S-H, (b) Modèle colloïdal [28].	11
Figure I.07:Illustration des différentes formes de porosité présentes dans la pâte de ciment durcie[10].	12
Figure I.08:Classification des pores selon divers auteurs [10, 29, 30].	15
Figure I.09: Interface entre un granulat et une pâte de ciment Portland hydratée [34] .	16
Figure I.10: Profondeur de carbonatation en fonction du dosage en ciment[57].	23
Figure I.11:Evolution de la quantité de silice dissoute au cours du temps selon les différentes formes de silice [65].	27
Figure I.12: Pourcentage moyen de perte de masse (a) et de résistance (b) de différents bétons structuraux à haute résistance, avec ou sans micro-organismes exposés à différents types d'acides (immersion dans des solutions à 5 % de H_2SO_4 et 5 % de HCl) [69].	28
Figure I.13:Effet des fines calcaires sur la maniabilité du béton[72] .	31
Figure I.14: Valeur d'affaissement du béton de grade M20 et M25 à différentes proportions [74].	31
Figure I.15:Evolution de la densité en fonction de la quantité des fines[75].	32
Figure I.16: Masse volumique apparente en fonction des fines[76].	32
Figure I.17:Graphique de la densité sèche en fonction des pourcentages variables de poussière de carrière[77].	33
Figure I.18:Variation de la résistance à la compression en fonction de pourcentage des fines calcaires[81].	34
Figure I.19:Variation de perméabilité à l'eau en fonction des pourcentages des poussières de concassage à 28 jours du béton [84].	36
Figure I.20:Variation de la profondeur d'eau à 90 jours de différents types de ciment (A,B,C,D)[85].	36
Figure I.21:Observation visuelle des échantillons en béton immergés en 1% acide sulfurique .	37
Figure I.22:Fissures dans la pâte et à l'interface pâte–granulat dans le béton C1d'agrégats siliceux[88].	38
Figure I.23:Aucune fissuration apparente à l'interface pâte–granulat dans le béton C2 d'agrégats calcaires[88].	38
Figure I.24:Schéma illustrative d'un matériaux composite.	40
Figure I.25:Différent type de fibre de verre .	45
Figure I.26:les fibres de carbon.	46
Figure I.27: Ruptures aléatoires dans un polymère tridimensionnel [113].	49
Figure I.28:Surface moyenne des fibres exposées pour chaque matériau en fonction de la durée d'exposition à une solution d'acide nitrique[120].	51
Figure II.01: Formation de bouchon dans une conduite dans la cité bohor.	64
Figure II.02:Inondation de réseau d'assainissement dans le collecteur principal cité bohor.	64

Figure II.03:Bronchement mal placé dans un regard dans la cité tamalahat.	65
Figure II.04:Regard dégradé dans la cité elmanar.	66
Figure II.05: Regard plein dans la cité bohour Témachine.	67
Figure II.06: Regard plein dans la cité social Témachine.	68
Figure II.07: Dégradation du béton d'un regard dans la cité Bohour.	68
Figure II.08: Dégradation du béton et corrosion d'armatures d'un regard dans la cité lala mana Témachine.	69
Figure II.09:Dégradation du béton d'un regard dans la cité kodia.	70
Figure II.10: Un regard enfouis dans la cité lala mana Temachine.	72
Figure II.11: Un regard enfoui dans la cité wifak Temachine.	72
Figure III.01:Arbre de défaillance d'un RAU [123].	77
Figure III.02: Nettoyage préventive d'un regard à lala mana Témachine.	80
Figure III.03:Accumulation de graisses et huiles (FOG) dans le réseau d'égouts[124].	82
Figure III.04: Rejet des déchets dans un regard dans la cité zaouia Tedjanian à Témachine	84
Figure III.05: Rejet des déchets dans un regard dans la cité manar à temachine.	84
Figure IV.01: Courbes granulométriques des agrégats utilisés.	87
Figure IV.02: Courbes granulométriques des mélanges de sable	88
Figure IV.03: les agrégats utilisés.	88
Figure IV.04: Prélèvement des éprouvettes de béton.	91
Figure IV.05: Conservation des éprouvettes dans un milieu agressif (tranchée agricole).	91
Figure IV.06: Appareil d'essais, de la compression, flexion et de traction par fendage.	92
Figure IV.07: Résistance à la compression des bétons conservés dans un milieu agressif.	93
Figure IV.08: Comparaison de la résistance à la compression des bétons conservés dans un milieu agressif.	94
Figure IV.09: Résistance à la flexion des bétons conservés dans un milieu agressif.	95
Figure IV.10: Résistance à la traction des bétons conservés dans un milieu agressif.	96
Figure IV.11: Analyse de la distribution granulométrique des granulats	98
Figure IV.12: Image MEB de sable alluvionnaire	99
Figure IV.13 : Image MEB de sable concassé.	99
Figure IV.14 : Spectre EDX du sable alluvionnaire	100
Figure IV.15: Spectre EDX du sable concassé.	101
Figure V.16 : Conservation des éprouvettes dans les eaux usées .	105
Figure IV.17 : Suivi de protocole séchage mouillage des éprouvettes.	106
Figure IV.18 : Essai d'affaissement au cône d'Abrams.	107
Figure IV.19 :Comparaison d'affaissements en fonction de type du béton.	108
Figure IV.20: Variation de la masse volumique des mélanges de béton.	110
Figure IV.21 : Résistance à la compression des bétons conservés dans les eaux usées en fonction du temps.	112
Figure IV.22: Comparaison de la résistance à la compression des bétons conservés dans les eaux usées en fonction du temps.	112
Figure IV. 23 : Image MEB de mélange M1 après un an d'exposition dans les eaux usées.	113
Figure IV. 24 : Image MEB de mélange M2 après un an d'exposition dans les eaux usées.	113
Figure IV.25 : Image MEB de mélange M3 après un an d'exposition dans les eaux usées.	114
Figure IV.26 : Image MEB de mélange M4 après un an d'exposition dans les eaux usées.	114

Figure IV.27 : Résistance à la compression des bétons conservés dans les eaux usées en fonction du temps.....	116
Figure IV.28 : Comparaison de la résistance à la compression des bétons conservés dans les eaux usées en fonction du temps.....	116
Figure IV. 29 : Perméabilité à l'eau mesurée pour des bétons de différentes classes de résistance[146].	117
Figure IV. 30 : Déroulement de l'essai par un perméabilimètre Controls 55-C0246/3.	119
Figure IV.31 : Perméabilité à l'eau mesurée pour des bétons de différentes défirment formulation.	120
Figure IV.32 : Profondeur de pénétration d'eau sous pression après fendage des différent mélanges.....	121
Figure IV.33 : Fendage des éprouvettes pour mesurer la profondeur de pénétration d'eau.....	121
Figure IV.34 : Mesure de la profondeur de pénétration d'eau après fendage.	122
Figure IV.35 : Analyse visuelle de la dégradation des différents mélanges de béton après 06 mois et 12 mois de conservation dans les eaux usées.	124
Figure IV.36: Apparaissant des microfissures dans la pâte ciment de mélange M1 après 12 mois de conservation dans les eaux usées.	124
Figure IV.37: Spectre EDX de la zone dégradée du béton M1 exposé aux eaux usées après 12 mois.	125
Figure IV.38 : Préparation de la phénolphtaléine.	128
Figure IV.39 : Front de carbonatation a été identifié par pulvérisation de phénolphtaléine sur une éprouvette de béton après 14 jours de traitement en carbonatation accélérée, en gris la zone carbonatée (exposée au CO ₂ atmosphérique), en violet la zone non carbonatée [150].	128
Figure IV.40 : Mesure de la profondeur de la pénétration de carbonatation.	129
Figure IV.41 : Préparation de la solution de nitrate d'argent (AgNO ₃).	131
Figure IV.42 :Mesure de la profondeur de la pénétration de chlorure.	132
Figure IV.43: Diffractomètre à rayons X olympus.	133
Figure IV.44 : Courbe DRX Mt1.....	135
Figure IV.45 : Courbe DRX M1.	135
Figure IV.46 : Courbe comparative DRX Mt1 ,M1.	136
Figure IV.47 : Courbe DRX Mt2.....	137
Figure IV.48: Courbe DRX M2.	138
Figure IV.49 : Courbe comparative MT2 M2.	138
Figure IV.50 : Courbe DRX MT3.	140
Figure IV.51 : Courbe DRX M3.	140
Figure IV.52 : Courbe comparative DRX Mt3 ,M3.	141
Figure IV.53 : Courbe DRX Mt4.....	142
Figure IV.54 : Courbe DRX M4.	142
Figure IV.55 : Courbe comparative DRX MT4 M4.....	143
Figure IV.56 :Microscope ZEISS utilisé au CRPC de ouargla	144
Figure IV.57 : Photos MEB de différents agrandissement de bétons Mt1 à l'âge 360 jours.....	146
Figure IV.58 : Photos MEB de différents agrandissement de bétonM1 à l'âge 360 jours146	146
Figure IV.59 : Photos MEB de différents agrandissement de bétonMt2 à l'âge 360 jours148	148
Figure IV.60 : Photos MEB de différents agrandissement de bétonM2 à l'âge 360 jours.....148	148
Figure IV.61 : Photos MEB de différents agrandissement bétons M3 à l'âge 360 jours.150	150
Figure IV.62 : Photos MEB de différents agrandissement bétons à l'âge 360 jours M4.151	151

Figure IV .63 : Regards prototypes pour assainissement.	152
Figure IV.64 : Conservation des regards prototypes dans un milieu agressif dans la STEP de Touggourt.	153
Figure IV.65 : Type de la résine et fibres utilisés dans la fabrication des regards.	154
Figure IV.66 : Matériaux utilisés pour la polymérisation de notre résines polyester	160
Figure IV.67: a) avant calcination b) lors de calcination c) après calcination.	162
Figure IV.68 : Préparation des échantillons pour l'essai de traction.....	163
Figure IV. 69 : Contrainte à la rupture de traction axiale des éprouvettes conservées dans les différents milieux.....	164
Figure IV.70: Variation de la déformation de traction axiale des éprouvettes conservées.	164
Figure IV.71 : Courbes contrainte déformation des différent éprouvettes prvt.	165
Figure IV.72 : Courbes contrainte déformation des différents éprouvettes prvt6.....	165
Figure IV.73 : Courbes contrainte déformation des différentes éprouvettes prvt12.	166
Figure IV.74 : Courbe E-contrainte max à la rupture.....	166
Figure IV.75 : Déroulement de l'essai d'ovalisation.	168
Figure IV.76 : Rigidité des cerceaux en PRV conservées selon la durée de conservation.	168
Figure IV.77: Force max de déflexion des composites par rapport à la durée de conservation.	169
Figure IV.78 : Variation de la force en fonction de déflexion des différents types de prvt.	169
Figure IV.79 : Anneaux de composites prvt pour le test split disk.....	172
Figure IV.80 : Variation de contrainte circonférentielle par rapport à la durée de conservation.	173
Figure IV.81 : Variation de module de young avec le temps de conservation de composite prvt.	173
Figure IV.82 : Prélèvement des échantillons	175
Figure IV.83: Immersion et Séchage des échantillons.	175
Figure IV.84: Comparaison des taux d'absorption des différents échantillons.....	176
Figure IV.85 : Détermination de la teneur en humidité par gain de masse.....	180
Figure IV.86: Gain de poids en fonction de la durée d'exposition par jour du composite prvt dans un milieu agressif.....	180
Figure IV.87: Courbe de $\log (M_t/M_\infty)$ en fonction de $\log (t)$ avec une régression linéaire.	181

Liste des tableaux

Tableau I.01: Caractéristiques importantes du polyester [91].....	41
Tableau I.02: Classes résine polyesters.....	42
Tableau I.03:Types des fibers de verre.....	44
Tableau II.01 : Estimation de la population de la ville de Témacine.....	54
Tableau II.02 : Estimation des débits d'eaux usées actuel et pour les horizons futurs.....	55
Tableau II.03 : Caractéristiques des points de rejet des eaux d'assainissement de Témacine.....	55
Tableau II.04 : Estimation des débits des rejet à témacine.	57
Tableau II.05 : Caractérisation des conduites et regards dans la ville de témacine.	58
Tableau II.06 : Caractéristiques des stations existantes à Temacine.....	59
Tableau II.07 : Evolution des débits unitaires dans la station de Sidi Ameer 01 selon différents horizons temporels.	59
Tableau II.08 : Evolution des débits unitaires dans la station de Sidi Ameer 02 selon différents horizons temporels.	59
Tableau II.09 : Evolution des débits unitaires dans la station de bohour selon différents horizons temporels.....	60
Tableau II.10: Analyse des métaux lourds (SAA) des eaux usées de la STEP de Touggourt.....	61
Tableau II. 11 : Paramètres physico-chimiques des eaux usées de la step de touggourt.....	62
Tableau II.12 : Résultats des analyses minéralogiques des eaux usées de la STEP de Touggourt	63
Tableau II.13: Identification de tous les regards pleins au niveau de La ville de Témacine	67
Tableau II.14 :Tableau récapitulative des regards enfouis à témacine.	71
Tableau II.15 : Tronçons nécessitant une réhabilitation immédiate ou à court terme.....	73
Tableau IV.01 : La composition chimique du ciment CRS	88
Tableau IV.02 : Caractéristiques physiques du ciment CRS	89
Tableau IV .03 : Analyse chimique des granulats utilisés.....	89
Tableau IV.04: Caractéristiques physico-mécanique des granulats	89
Tableau IV.05: Proportion des matériaux utilisés dans la confection de béton (Par rapport au poids de ciment).....	90
Tableau IV.06: Analyse chimique des eaux du milieu agressif	90
Tableau IV.07 :Analyse EDX du sable alluvionnaire.....	100
Tableau IV.08 :Analyse EDX du sable concassé	100
Tableau IV.09 : Propriétés physico-mécanique de granulats utilisés	101
Tableau IV.10 : Caractéristique chimique des agrégats utilisées.....	101
Tableau IV.11: Caractéristiques physico-chimiques et minéralogiques du ciment utilisé	102
Tableau IV.12 : Indique la substitution de sable dans les différents mélanges de béton.....	104
Tableau IV.13 : Différentes proportions des matériaux utilisés.....	104
Tableau IV.14 : Valeurs des affaissements des mélanges de béton.	108
Tableau IV.15 : Valeurs de la masse volumique des mélanges de béton.	109
Tableau IV.16: Composition chimique en pourcentage massique des éléments détectés dans la zone analysée (méthode EDX) de béton M1 exposé aux eaux usées après 12 mois.....	126
Tableau IV.17: Pics les plus intenses détectés dans Mt1.....	136
Tableau IV.18 : Propriétés physiques et chimiques de la résine polyester insaturée (PRE 64). 155	
Tableau IV.19 : Propriétés mécaniques et de polymérisation résine polyester insaturée (PRE 64).....	155

Tableau IV.20 :Propriétés chimiques des fibres de verre c-glass.....	156
Tableau IV.21: Propriétés physiques des fibres de verre c-glass.	156
Tableau IV.22 : Caractéristiques chimiques des fibres de verre Mat.....	156
Tableau IV.23 : Caractéristiques physiques des fibres de verre Mat.	157
Tableau IV.24 : Caractéristiques chimiques des fibres de verre HOOP 2400.	157
Tableau IV.25: Caractéristiques physiques des fibres de verre HOOP 2400.....	157
Tableau IV.26 : Dimensions des regards prototypes.....	158
Tableau IV.27 : Désignation des séries d’essai.	158
Tableau IV.28 : Evolution des Phases de Polymérisation d'une Résine Polyester Insaturée.	160
Tableau IV. 29: Evolution du gain de poids d’eau en fonction de la durée t d’exposition à l’humidité du composite prv.....	179

Introduction générale

Introduction générale

Le béton constitue le matériau de construction le plus couramment utilisé pour les infrastructures d'assainissement. Toutefois, l'environnement au sein de ces ouvrages peut devenir extrêmement acide, notamment en raison de la formation d'acide sulfurique généré par la conversion du sulfure d'hydrogène sous l'effet de l'activité bactérienne. Ce phénomène entraîne une dégradation importante du béton, observée dans de nombreuses régions du monde. La détérioration des réseaux d'assainissement peut engendrer de graves conséquences, telles qu'une réduction de la capacité de transport des eaux usées, la pollution des sols et des nappes phréatiques, des affaissements du terrain, voire l'effondrement d'infrastructures [1]. Des études en laboratoire ainsi que des applications sur le terrain ont montré que certains granulats, notamment les granulats calcaires, peuvent jouer un rôle sacrificiel dans les bétons exposés à l'attaque de l'acide sulfurique. Il a été démontré que la durée de vie des canalisations fabriquées avec des granulats calcaires est de 3 à 5 fois plus longue que celle des granulats siliceux en Afrique du Sud, et environ 1,9 fois plus en Australie [2, 3]. Par ailleurs, des essais en laboratoire, utilisant une solution d'acide sulfurique à 0,2 %, ont révélé que le béton à base de granulats calcaires consommait entre 4 et 8 fois plus d'acide que celui contenant des granulats siliceux [4]. En neutralisant l'environnement acide, les granulats calcaires permettent ainsi d'allonger la durée de vie des structures en béton [5]. Le sable manufacturé représente une alternative prometteuse au sable de rivière dans la production du béton structuré. Il améliore à la fois la durabilité et la résistance du béton, grâce à une adhérence supérieure à celle du sable naturel [6]. En Algérie, la demande annuelle de sable est estimée à environ 25,1 millions de tonnes, dont près de 16 millions sont destinés au secteur de la construction. Parallèlement, les carrières produisent environ 68 millions de tonnes de matériaux, générant en moyenne 15 millions de tonnes de sable concassé comme sous-produit [7]. Dans ce contexte, l'utilisation du sable de carrière en substitution partielle du sable alluvionnaire s'impose comme une alternative stratégique, à la fois pour répondre aux besoins croissants en matériaux de construction et pour atténuer les problématiques de gestion et de stockage des déblais dans les carrières, particulièrement dans des régions à forte activité extractive comme Hassi Messaoud. Il devient alors essentiel de caractériser les propriétés du sable concassé afin d'en évaluer les performances en tant que composant du béton et de déterminer le taux de substitution optimal garantissant la qualité et la durabilité des ouvrages. Par ailleurs, cette substitution contribue à renforcer les performances en durabilité des bétons destinés aux ouvrages d'assainissement, lesquels sont confrontés simultanément à deux types d'agressions : l'agressivité chimique des sols extérieurs et celle des eaux usées à l'intérieur des ouvrages. Dans le cadre de notre recherche menée au sein du laboratoire Exploitation et Valorisation des Ressources Naturelles en Zones Arides (E.V.R.N.Z.A), relevant du département de génie civil et d'hydraulique de l'université Kasdi Merbah de Ouargla, un programme de travail a été élaboré pour contribuer principalement à la

Introduction générale

résolution des problématiques de durabilité des regards en béton dans les réseaux d'assainissement. En fait, notre recherche vise, plus précisément, à proposer des solutions adaptées selon le niveau d'agressivité chimique : le béton est envisagé pour les regards des collecteurs secondaires faiblement émissifs en H_2S , tandis que l'utilisation de regards en PRV (plastique renforcé de verre) est suggérée pour les collecteurs principaux exposés à de fortes émissions d'acide sulfurique.

Cette étude s'articule autour de quatre chapitres, structurés comme suit :

Chapitre 1 propose une revue bibliographique portant sur la durabilité des matériaux cimentaires et les principales causes de dégradation du béton exposé à des environnements agressifs. Il présente également une synthèse des recherches menées à l'échelle internationale sur l'effet de la substitution partielle du sable alluvionnaire par du sable calcaire, en lien avec les propriétés et la durabilité du béton à l'état frais et durci. Une attention particulière est portée aux matériaux composites, aux différents types de fibres utilisés, ainsi qu'à leur comportement dans des milieux agressifs, notamment en termes de durabilité.

Chapitre 2 est consacré au diagnostic du réseau d'assainissement de la région de Touggourt, avec un accent sur la ville de Témachine. Il identifie les points critiques du réseau et analyse leur impact sur sa durabilité globale.

Chapitre 3 examine les pratiques de maintenance appliquées au réseau d'assainissement et leur influence sur la longévité des infrastructures concernées.

Chapitre 4 expose les essais expérimentaux : identification des matériaux de construction utilisés, préparation des éprouvettes, ainsi que présentation et analyse des résultats obtenus sur des échantillons en béton et en PRV.

Enfin, l'étude se termine par une conclusion générale, des recommandations pratiques ainsi que des perspectives de recherche futures, offrant ainsi une ouverture vers de nouvelles pistes d'investigation scientifique et technique.

Chapitre I: Etude bibliographique

I.1. Introduction

La durabilité du béton désigne sa capacité à maintenir les fonctions d'usage pour lesquelles il a été conçu, tout en conservant son niveau de fiabilité ainsi que son aspect esthétique, dans les conditions environnementales prévues, avec des coûts d'entretien et de maintenance aussi faibles que possible. Elle est directement liée à des facteurs essentiels à considérer pour optimiser la résistance du béton face aux agressions extérieures telles que les intempéries, l'agressivité des sols et atmosphères chimiques agressives.

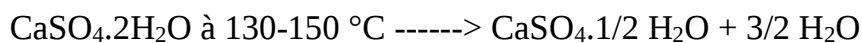
Pour qu'un béton soit réellement durable, il est indispensable de prendre en compte, dès sa conception, l'ensemble des contraintes environnementales ainsi que les agressions potentielles auxquelles il sera exposé tout au long de sa vie en service.

Ainsi, concevoir un béton intrinsèquement performant n'aura que peu d'effet si sa mise en œuvre dans la structure ne respecte pas les règles de l'art, ou si les différentes sollicitations environnementales n'ont pas été correctement évaluées. Cela pourrait empêcher l'ouvrage d'assurer durablement sa fonction pendant la durée de service requise.

I.1.1. Pâte de ciment hydraté

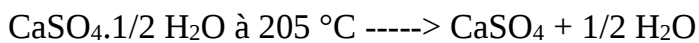
Il y a plus de 2 000 ans, les Égyptiens employaient un mortier à base de gypse pour bâtir les pyramides.

Déshydratation du gypse (2 étapes):



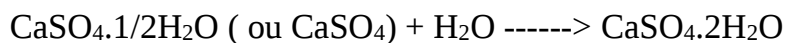
(Gypse)

(Hem hydrate-plâtre)



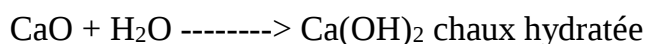
(Hem hydrate)

(Anhydrite)

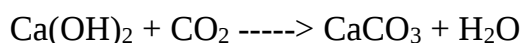


$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ est un liant non-hydraulique car il n'est pas stable dans l'eau.

Les Grecs et les Romains employaient de la chaux éteinte (CaO) ainsi que des pouzzolanes naturelles dans la composition de leur mortier.



(n'est pas stable dans l'eau)



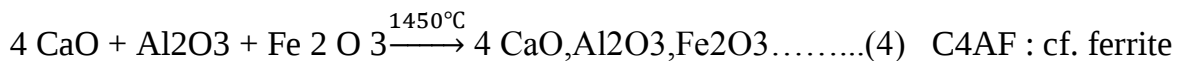


(la réaction pouzzolanique forme des C-S-H stables dans l'eau)

I.1.2. Ciment

Le clinker, principal composant du ciment, est obtenu par la cuisson d'un mélange approprié de calcaire et d'argile, généralement dans des proportions de 80 % pour le calcaire et 20 % pour l'argile.

Sous l'action de la chaleur, les éléments de l'argile, notamment les silicates d'aluminium et l'oxyde de fer, se combinent avec la chaux provenant du calcaire pour produire des silicates et aluminates de calcium.



Autres (sulfates, alcalis, filler calcaire, impuretés, ...)

Le ciment Portland est un liant hydraulique, c'est à dire qu'il durcit en réagissant avec l'eau (hydratation) pour former des composés, appelés hydrates, qui demeurent stables dans l'eau. Le béton durci résulte de l'hydratation du ciment Portland, qui réagit avec l'eau pour générer des silicates de calcium hydratés (C-S-H). Ces C-S-H, ou pâte de ciment durcie, agissent comme une colle, reliant les granulats entre eux pour créer un matériau solide. La pâte de ciment constitue entre 25 % à 40 % du volume total du béton.

I.1.3. Structure de la pâte de ciment hydraté

La pâte de ciment hydratée résulte de la réaction chimique entre l'eau et le ciment, appelée réaction d'hydratation. Ce processus complexe implique les principaux composés du ciment, tels que le C₃S, le C₂S, le C₃A et le C₄AF, qui réagissent pour former de nouveaux composés insolubles durcissant progressivement. L'hydratation du C₃S et du C₂S joue un rôle clé dans le développement de la résistance, en générant principalement des C-S-H (silicates de calcium hydratés).

I.1.3.1. Silicates de calcium hydratés C-S-H

Il est généralement admis que la prise et le durcissement du ciment Portland ordinaire (OPC) sont dus à la formation de silicates de calcium hydratés (CaO-SiO₂-H₂O, noté C-S-H) lors de son hydratation[8]. Il s'agit d'un gel pauvre en chaux (CaO), obtenu par l'hydratation de l'Alite (C₃S) ou de la Bélite (C₂S), bien que la réaction avec la Bélite soit plus lente que celle de l'Alite. La prise du ciment se déroule en deux étapes

mécaniques [9] , d'abord la coagulation des particules de ciment, puis la rigidification. La première étape est provoquée par les forces d'attraction entre les particules non hydratées, conduisant à la formation d'agglomérats. La seconde étape intervient lorsque ces agglomérats sont renforcés par la précipitation de C-S-H. L'évolution des propriétés mécaniques de la pâte pendant la prise dépend essentiellement du mode de croissance du C-S-H et de sa capacité à établir des contacts et à lier les grains de ciment hydratés entre eux. Le C-S-H occupe entre 50% et 60% du volume solide d'une pâte de ciment complètement hydratée.

Il possède une structure en feuillets constituée de très petits cristaux mal cristallisés. Les C-S-H présentent une surface spécifique particulièrement élevée, allant de 100 à 700 m²/g. Leur cohésion est en partie assurée par les forces de Van der Waals entre les particules colloïdales des C-S-H (voir figure I.1).

La solution interstitielle dans laquelle se trouvent les C-S-H est très alcaline, avec un pH proche de 13. À des pH plus faibles, une lixiviation des ions Ca²⁺ peut se produire, entraînant des transformations qui augmentent la porosité des C-S-H et réduisent leurs propriétés mécaniques.

Les pores du gel sont en réalité des espaces renfermant de l'eau adsorbée sur les surfaces entre les feuillets. Cette eau n'est pas "libre" car elle est solidement retenue sur les feuillets par des forces de surface. Les pores de gel ont une contribution très limitée à la perméabilité de la pâte de ciment et du béton car ils sont extrêmement petits, avec une taille comprise entre 20 Å et 30 Å.

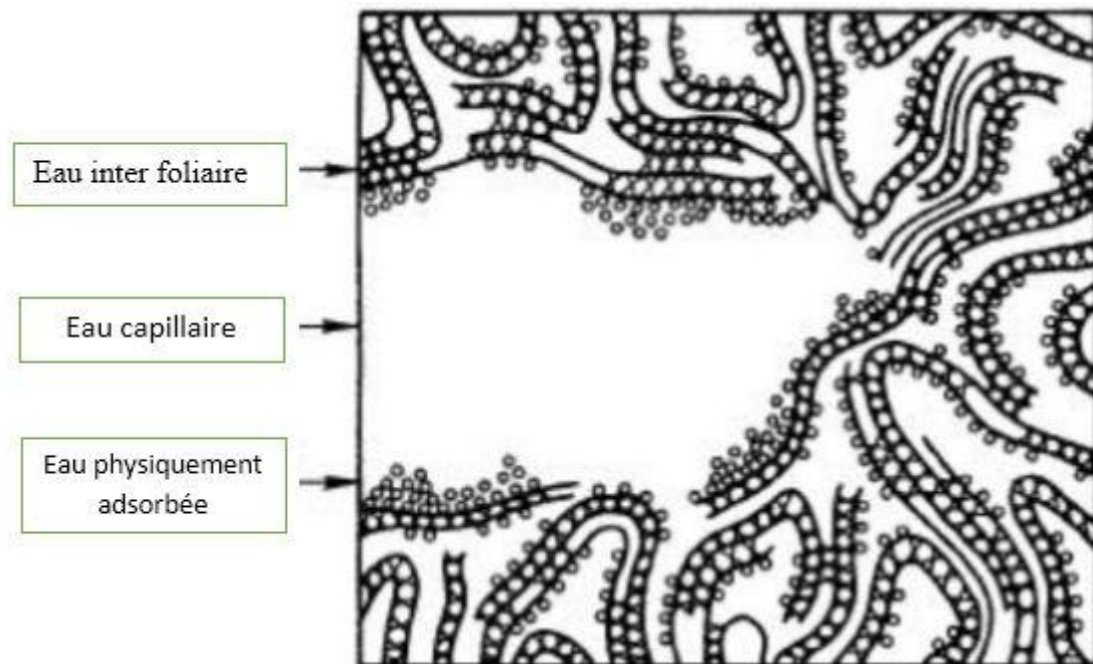


Figure I.01 : le C-S-H et les différents états de l'eau qui lui sont associés[10] .

Il est généralement admis que la structure moléculaire du C-S-H (notamment en dessous de 5 nm) à température ambiante peut être considérée comme une version imparfaite des hydrates de silicate de calcium cristallins, en particulier la Tobermorite et la Jennite [11-15]. Les structures moléculaires des formes cristallines consistent en un empilement ordonné de couches d'oxyde de calcium et d'eau, entrecoupées de chaînes de silice. Les observations sur le C-S-H mettent en évidence une organisation qui rappelle ces structures en couches. Cependant, une quantité significative de désordre est également présente, attribuée à l'excès de calcium par rapport au silicium, comparé aux formes cristallines (le rapport moyen calcium/silicium, C/S (rapport molaire Ca/Si), dans le C-S-H est généralement d'environ 1,7, tandis qu'il est beaucoup plus bas, ≈ 1 , dans les phases cristallines). Ce rapport élevé de C/S est dû à l'abondance de calcium dans la solution ionique à partir de laquelle le C-S-H précipite : une solution produite en mélangeant de l'eau et du silicate tricalcique, un composant typique des grains de ciment non hydratés.

I.1.3.1.1.Tobermorite

- La Tobermorite est une phase cristalline de silicate de calcium hydraté avec une structure stratifiée composée de couches de calcium et d'eau, reliées par des chaînes de silice.
- Elle existe en différentes formes selon son espacement interlamellaire (par exemple, 11 Å et 14 Å).
- Elle est souvent utilisée comme modèle pour décrire la structure du C-S-H en raison de ses similitudes avec la composition et la microstructure du C-S-H hydraté.

I.1.3.1.2.Jennite

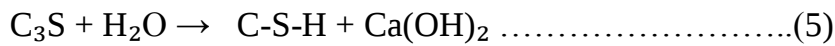
- La Jennite est une autre phase cristalline de silicate de calcium hydraté, caractérisée par un rapport C/S plus élevé que celui de la Tobermorite.
- Elle est importante pour expliquer les régions riches en calcium dans le C-S-H hydraté, où l'excès de calcium entraîne un désordre structurel

I.1.3.2.La Portlandite (CH)

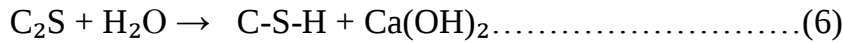
La portlandite est un composé cristallin de formule chimique Ca(OH)_2 , ayant une structure hexagonale. Elle se forme par précipitation dans les espaces poreux de la pâte de ciment. Ca(OH)_2 se forme principalement lors de l'hydratation des silicates de calcium (C_3S et C_2S) selon les réactions (1) et (2).

Chapitre I: Etude bibliographique

Lors de l'hydratation, les cristaux de portlandite se développent et entrent en contact avec les grains de ciment recouverts de gel de C-S-H, formant ainsi des ponts d'hydrates (**Figure I.2**), ce qui favorise la percolation des phases solides à court terme.



Alite + eau $\rightarrow$ hydro silicate de calcium + portlandite



Bélite + eau $\rightarrow$ hydro silicate de calcium + portlandite

La portlandite joue un rôle crucial dans la durabilité du béton, bien que son influence sur la résistance mécanique soit limitée[16]. Ce minéral possède une morphologie prismatique, dont la forme peut varier considérablement selon les paramètres de composition du béton. La portlandite se forme principalement par l'hydratation des silicates tricalciques (C3S) et bicalciques (C2S), des phases essentielles dans le processus de durcissement du ciment. Cependant, dans la pâte de ciment hydratée, la portlandite devient instable et peut être lixiviée lorsque le pH descend en dessous d'environ 12,5, ce qui peut compromettre la stabilité chimique du matériau dans le temps.

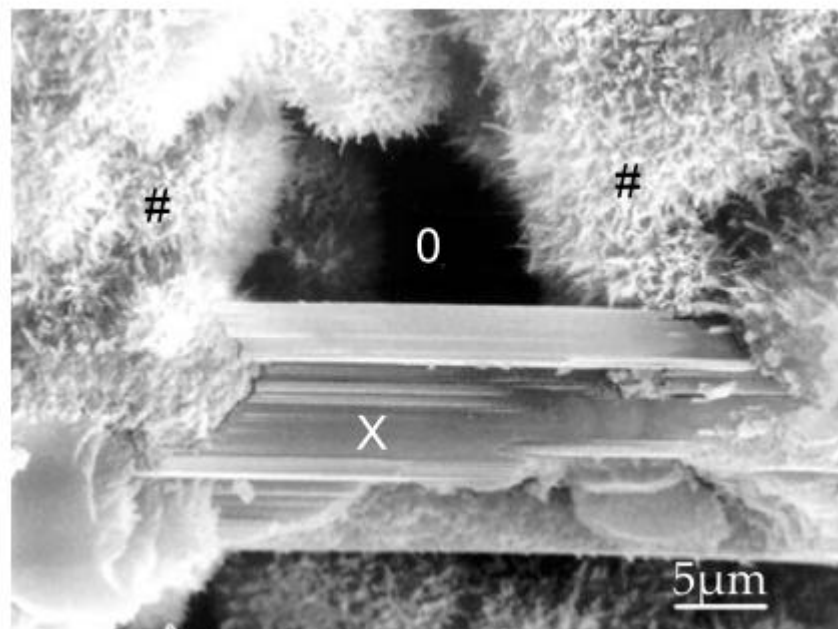
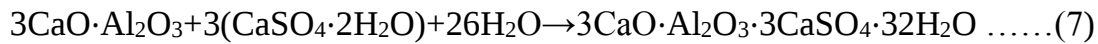


Figure I.02 : Cristal de portlandite (X) entre des C - S - H (#), La porosité est repérée par (O) [17].

I.1.3.3. Ettringite

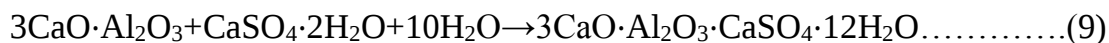
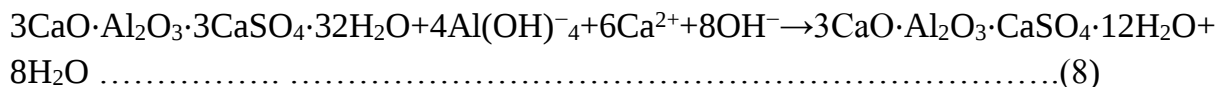
L'ettringite est un sel sous forme fibreuse produit par l'hydratation de (C_3A) (alumine tricalcique) en présence de gypse selon l'équation (3). À jeune âge, elle se décompose lors des réactions chimiques au sein de la pâte de ciment. Lorsque le gypse est épuisé dans le système, l'ettringite primaire se transforme en monosulfoaluminate selon l'équation (4). Le monosulfoaluminate peut effectivement se former directement par synthèse hydrothermale à partir de C_3A et de gypse selon l'équation (5).



$C_3A = 3CaO \cdot Al_2O_3$ (alumine tricalcique)

$CaSO_4 \cdot 2H_2O$ (gypse)

H_2O (eau)



I.2. FACTEURS DE LA DURABILITE

I.2.1. Porosité

Le béton est un matériau multiphasique constitué de trois phases distinctes (**Figure I.3**): solide, liquide et gazeuse. La phase solide comprend les granulats, les hydrates et les fractions non hydratées du liant. La phase liquide correspond à la solution interstitielle, tandis que la phase gazeuse est composée d'un mélange d'air et de vapeur d'eau.

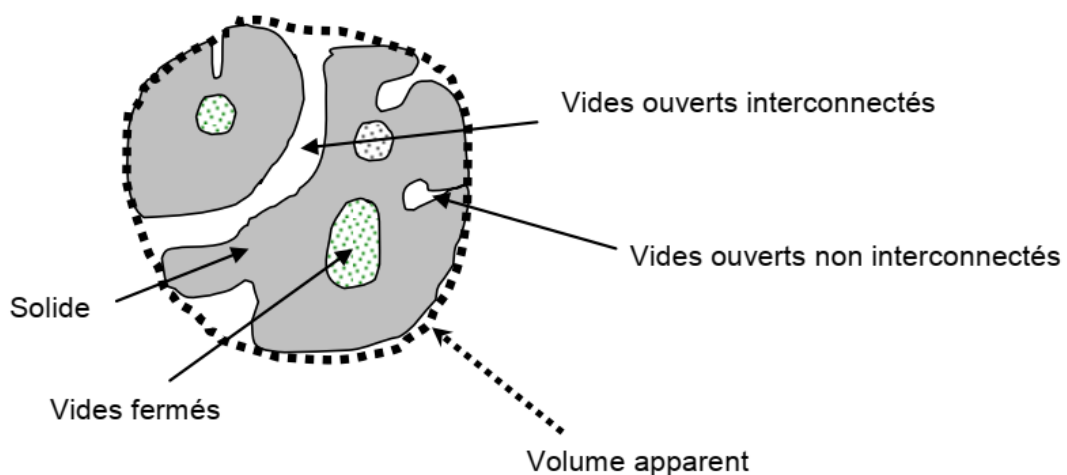


Figure I.03 : Représentation schématique d'un matériau poreux[18].

Chapitre I: Etude bibliographique

On caractérise un solide poreux, par différentes grandeurs tels que : le volume apparent contenu dans l'enveloppe du matériau (V_a), le volume de la partie solide du matériau (V_s), le volume des pores « ouverts », c'est-à-dire ceux en communication avec l'extérieur (V_o), le volume des pores ouverts interconnectés permettant le passage d'un fluide à travers le matériau ($V_{o,i}$), le volume des pores ouverts non interconnectés ($V_{o,ni}$) et le volume des pores fermés (V_f).

Ces différents volumes sont reliés par les relations suivants :
 $V_a = V_s + V$ avec $V = V_o + V_f$ et $V_o = V_{o,i} + V_{o,ni}$

On définit également des porosités en exprimant les volumes de vides en proportion du volume apparent, c'est-à-dire pour la porosité ouverte interconnectée $P_{o,i} = (V_{o,i})/V_a$, pour la porosité ouverte non interconnectée $P_{o,ni} = (V_{o,ni})/V_a$, pour la porosité ouverte $P_o = V_o/V_a = P_{o,i} + P_{o,ni}$ et pour la porosité fermée $P_f = V_f/V_a$ et pour la porosité total $P = V/V_a = P_o + P_f$

Par exemple, la porosité d'un béton ordinaire est d'environ 15 % après 28 jours Celle d'un béton à hautes performances se situe entre 10 et 12 %, tandis que la porosité d'un béton à très hautes performances varie généralement entre 7 et 9 %.

La durabilité du béton repose principalement sur la capacité du matériau à limiter la pénétration des agents agressifs dans son réseau poreux. La porosité joue un rôle clé dans cette durabilité : une porosité réduite améliore les propriétés mécaniques tout en diminuant la perméabilité (voir figure I.4).

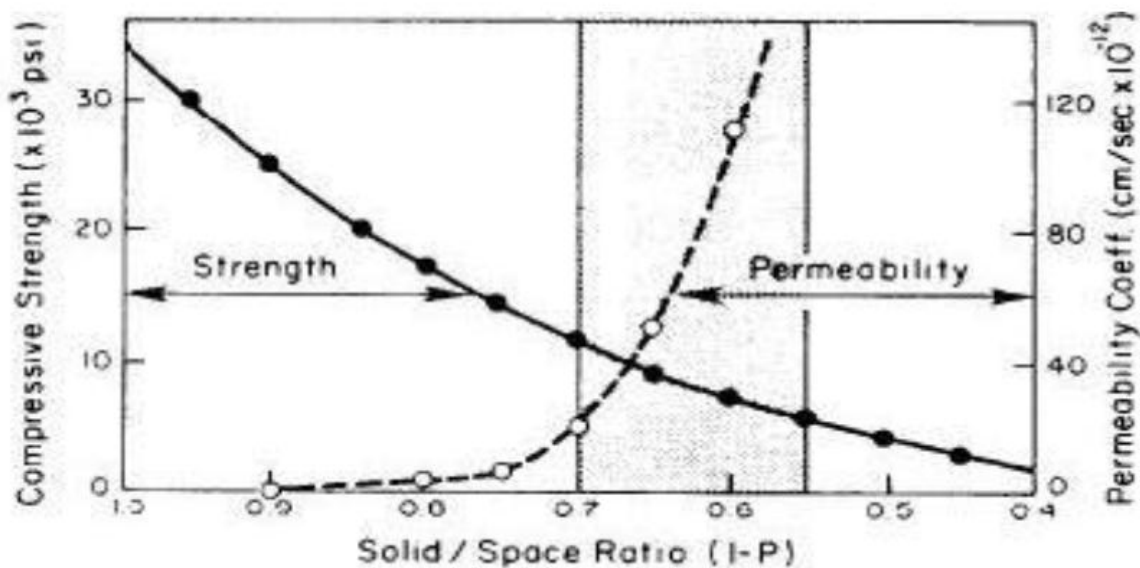


Figure I.04: Interaction entre la perméabilité, la résistance à la compression et la porosité du béton [19].

I.2.1.1. Dimensions des pores

Les dimensions des vides dans le béton varient de quelques dizaines d'angströms à quelques millimètres. Ces derniers sont donc un million de fois plus grands que les plus petits. En fonction de leur diamètre, on distingue les catégories suivantes :

I.2.1.1.1. Micropores

La première porosité, qualifiée de porosité nanométrique, provient de la porosité intrinsèque de certains hydrates, notamment les C-S-H, qui présentent une structure lamellaire. Les gels de C-S-H sont représentés par un modèle en feuillets. Trois types de porosité leur sont associés (Figure I.5, I.6) :

Les pores intra-cristallins (espaces inter-feuillets), situés à l'intérieur des particules de gel C-S-H, avec un rayon inférieur à 0,6 nm.

Les pores inter-cristallins (espaces inter-lamellaires), situés entre les lamelles de gel C-S-H, avec un rayon compris entre 0,6 et 1,6 nm.

Les pores inter-particulaires, dont le rayon est compris entre 1,6 et 2 nm.

Ces pores ont des dimensions allant de 0,1 à 2 nm. À cette échelle, les effets liés aux surfaces, tels que la pression capillaire ou l'adsorption dans les pores, dominent par rapport aux phénomènes de transport comme le transport diffusif.

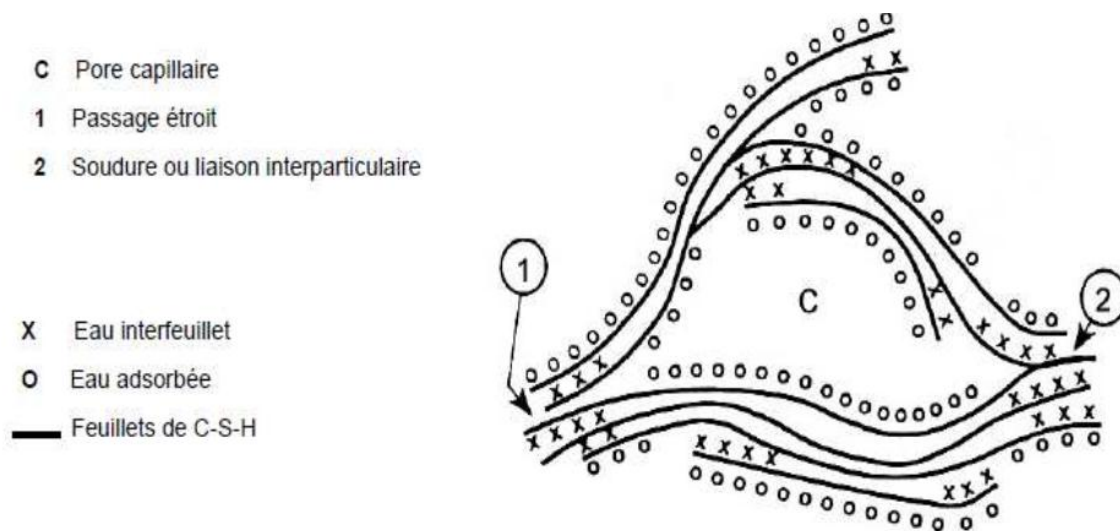


Figure I.05: Modèle de Feldman et Sereda Modèle simplifié pour le ciment Portland hydraté [20].

I.2.1.1.2. Méso pores

À une échelle comprise entre 1 et 100 nm, différentes études, telles que celles sur l'adsorption de l'eau [21], la diffusion des neutrons à petit angle (SANS) [22], la résonance magnétique nucléaire (RMN)[23], convergent pour mettre en évidence la

présence d'un réseau de mésopores. Selon la définition de l'IUPAC (International Union of Pure and Applied Chemistry), ces mésopores correspondent à des pores dont le diamètre varie entre 2 et 50 nm. L'association d'une structure moléculaire en couches et de mésopores plus larges a donné lieu à deux modèles principaux pour décrire le gel de C-S-H à l'échelle submicronique.

Le modèle de Feldman et Sereda [24], considère le gel de C-S-H comme constitué de couches de silicate de calcium qui se forment dans une solution et se déforment en se froissant au cours de leur croissance. Ces froissements seraient attribués à des défauts moléculaires liés au rapport élevé C/S. Dans ce contexte, les mésopores sont interprétés comme de plus grandes imperfections au sein de la structure hétérogène. Toutefois, ce modèle minimise l'impact des mésopores sur la réponse mécanique du gel. Par exemple, selon Feldman et Sereda [24], le retrait irréversible observé lors du séchage de la saturation jusqu'à une humidité relative de 50 % résulterait uniquement de l'effondrement et du glissement des couches de C-S-H, sans affecter significativement la porosité du gel.

À l'inverse, les études s'appuyant sur les travaux antérieurs de Powers [25], proposent un modèle colloïdal du gel de C-S-H. Ce modèle attribue les déformations irréversibles observées à des humidités relatives supérieures à 20 % au glissement des nanoparticules entre elles. En revanche, à des humidités inférieures à 20 %, l'effondrement des couches de C-S-H à l'intérieur des nanoparticules devient prédominant [26]. Selon cette approche, le gel de C-S-H est perçu comme un agrégat de nanoparticules. Cependant, la preuve expérimentale directe de cette structure nanoparticulaire reste limitée, bien que certaines études, comme les nanoindentations instrumentées et les mesures SANS, aient été interprétées dans ce cadre. La question reste débattue quant à savoir quel modèle est le plus représentatif du comportement du gel de C-S-H ou si les deux modèles peuvent être en partie conciliés [27].

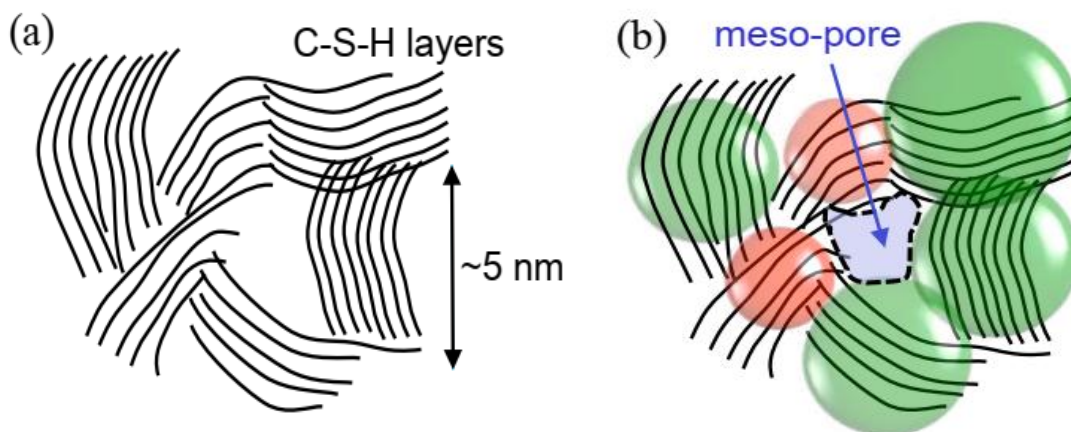


Figure I.06: (a) Structure du gel de C-S-H, (b) Modèle colloïdal [28].

I.2.1.1.3. Macropores

Les macropores du béton sont des pores de grande taille, généralement supérieurs à 50 nm de diamètre selon la classification de l'IUPAC. Ils influencent de manière significative les propriétés mécaniques, la durabilité ainsi que la perméabilité du matériau. La porosité capillaire, quant à elle, regroupe les pores dont les dimensions se situent entre 50 nm et 10 µm. Elle correspond à la portion du volume total qui n'a pas été entièrement remplie par les produits d'hydratation, laissant ainsi des vides résiduels entre les grains de ciment. Le volume de ces pores capillaires dépend étroitement du rapport eau/ciment (E/C) : plus ce rapport est élevé, plus les grains de ciment sont espacés initialement, ce qui accroît le volume à combler par les hydrates. La porosité capillaire constitue le principal réseau de transport dans la matrice cimentaire et joue un rôle fondamental dans les échanges diffusifs avec l'environnement. Cette porosité peut être soit partiellement, soit totalement connectée. La figure I.7 illustre de manière schématique la distribution typique des pores dans une pâte de ciment durcie[10].

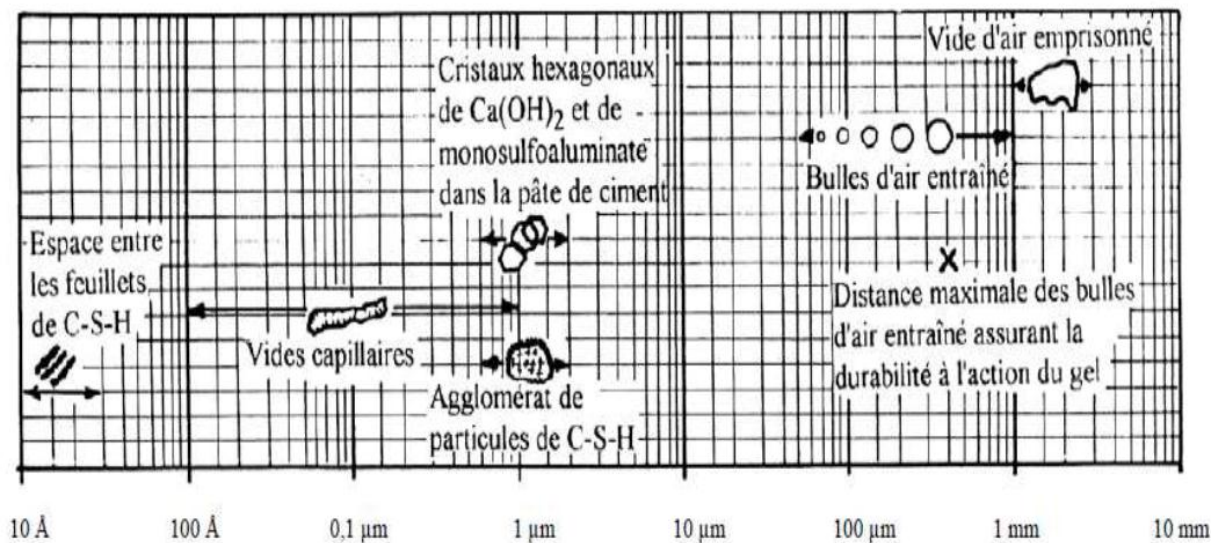


Figure I.07: Illustration des différentes formes de porosité présentes dans la pâte de ciment durcie[10].

I.2.1.1.4. Bulls d'air

Les bulles d'air occluses jouent un rôle essentiel dans la résistance du béton face aux cycles de gel-dégel. Lorsque les températures chutent, l'eau présente dans les pores du béton peut se dilater jusqu'à 9 %. Ces bulles d'air agissent alors comme des chambres d'expansion, permettant à l'eau de geler sans provoquer de dommages structuraux.

En outre, elles servent un rôle tampon en réduisant la pression interne exercée sur la matrice cimentaire, limitant ainsi les risques de fissuration et de dégradations prématurées. Pour assurer une efficacité optimale, il est essentiel que ces bulles d'air soient réparties de manière homogène, avec une taille et un espacement appropriés.

A. Caractéristiques des bulles d'air

Taille : Les bulles d'air entraînées mesurent généralement entre 10 μm et 1 mm de diamètre.

Répartition : Elles sont uniformément réparties dans le mélange pour maximiser leur efficacité.

Volume : Le pourcentage d'air dans le béton varie généralement entre 4 % et 8 %, selon les exigences du projet.

B. Rôles des bulles d'air

B.1. Résistance au gel-dégel

Lorsqu'un béton non aérien gèle, l'eau contenue dans les pores se dilate, exerçant une pression interne qui peut provoquer des fissures.

Les bulles d'air servent de "réservoirs" pour absorber l'eau en expansion, réduisant les contraintes internes et protégeant ainsi le béton.

B.2. Amélioration de la durabilité

Les bulles d'air augmentent la résistance du béton aux cycles gel-dégel, évitant l'écaillage et le détachement des couches superficielles.

Elles réduisent également les effets néfastes des sels de déglacage, qui peuvent pénétrer plus facilement dans un béton non protégé.

B.3. Réduction de la perméabilité

Une distribution optimale des bulles d'air peut limiter les voies continues pour l'eau ou les agents agressifs, rendant le béton moins perméable.

I.2.1.2. Classification des pores

La classification des pores dans le béton est essentielle pour comprendre ses propriétés mécaniques, de transport, et de durabilité. Les pores influencent des aspects tels que la résistance, la perméabilité, la diffusion de l'eau, et les interactions avec l'environnement. Voici une explication détaillée :

I.2.1.2.1. Types de pores dans le béton

Les pores dans le béton peuvent être classés selon leur taille, leur origine, et leur rôle :

A. Pores capillaires

Taille : Entre 10 nm et 10 μm .

Origine : Ce sont des espaces vides laissés dans la pâte de ciment durcie, non remplis par les produits d'hydratation.

Rôle : Ils jouent un rôle crucial dans les phénomènes de transport (diffusion d'eau, pénétration des ions chlorure, etc.). Leur volume dépend du rapport eau-ciment (E/C), plus ce rapport est élevé, plus les pores capillaires sont nombreux.

B. Pores de gel

Taille : Inférieure à 10 nm.

Origine : Ils sont situés dans les structures internes des produits d'hydratation, comme le C-S-H.

Rôle : Ces pores ne contribuent que très peu à la perméabilité mais influencent la rétention d'eau et les propriétés mécaniques.

C. Pores d'air

Taille : Supérieure à 10 μm .

Origine : Ils peuvent être naturels (air occlus lors du malaxage) ou intentionnels (bulles d'air introduites par des agents entraîneurs d'air).

Rôle : Les pores d'air augmentent la résistance du béton aux cycles gel-dégel en servant de zones d'expansion pour l'eau gelée.

I.2.1.3. Classification selon la taille

Des organismes tels que l'IUPAC proposent une classification universelle basée sur la taille des pores (Figure I.8) :

Micropores : Moins de 2 nm.

Méso pores : Entre 2 nm et 50 nm.

Macro pores : Plus de 50 nm.

I.2.1.4. Importance de la classification

I.2.1.4.1. Durabilité

Les pores capillaires et macro pores influencent la perméabilité du béton et sa susceptibilité à l'infiltration d'eau, de sels ou d'autres agents chimiques agressifs.

I.2.1.4.2. Propriétés mécaniques

Les micropores (comme les pores de gel) affectent la densité et la résistance globale du matériau.

I.2.1.4.3. Transport des fluides et des gaz

La connectivité et la taille des pores déterminent les propriétés de diffusion, de migration ionique, et d'absorption d'eau.

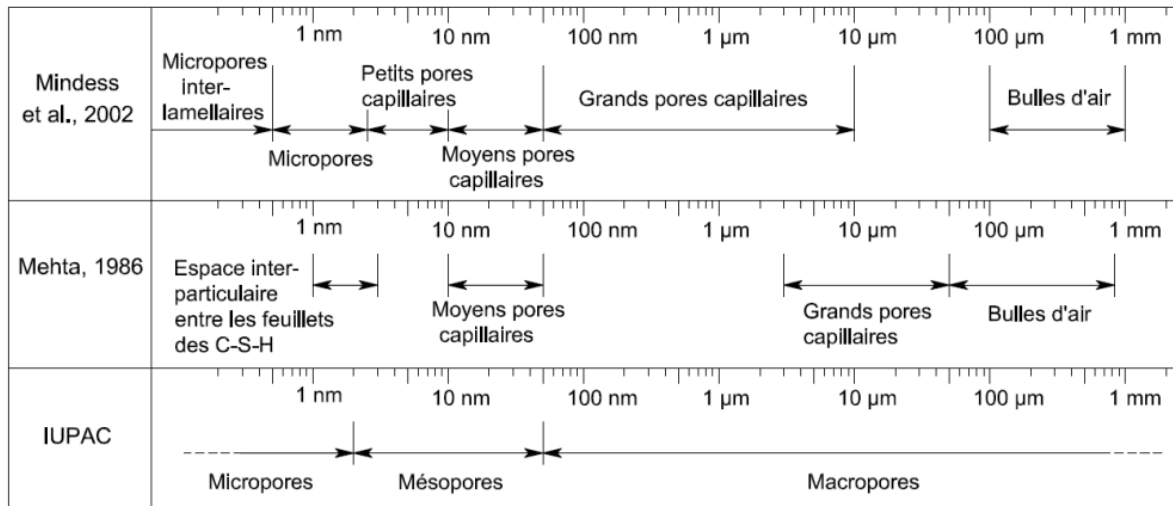


Figure I.08: Classification des pores selon divers auteurs [10, 29, 30].

I.3. Microstructure des mortiers et des bétons

I.3.1. Introduction

Le mortier est, de manière simple, un mélange de sable et de pâte de ciment. En y ajoutant des gravillons, on obtient du béton. La « pâte de ciment » fait référence aussi bien à la pâte pure durcie qu'au liant intégré dans les mortiers et les bétons. Néanmoins, dans ces derniers, la microstructure de la pâte de ciment diffère nettement de celle de la pâte seule [31, 32]. Cette différence se manifeste principalement à proximité des granulats, dans une zone particulière appelée zone de transition.

I.3.2. Auréole de transition

L'auréole de transition, ou zone de transition interfaciale (Interfacial Transition Zone, ITZ), est une région spécifique dans le béton située entre les granulats et la pâte de ciment hydratée (Figure I.9). La formation de cette zone peut être attribuée à un effet de paroi [33], comparable à celui observé dans la zone de contact entre le béton et le coffrage après démoulage. Pendant le coulage, les grains anhydres s'organisent de manière plus relâchée à proximité des granulats, ce qui signifie que les espaces entre eux augmentent à mesure que l'on se rapproche de la surface des granulats. Par conséquent, le rapport E/C et la porosité sont localement plus importants dans l'auréole de transition et diminuent progressivement en direction de la matrice de la pâte de ciment. Une analyse réalisée par microscopie électronique à balayage avec des électrons rétrodiffusés révèle que les gradients de porosité et de taux de ciment anhydre diminuent

progressivement en raison du transfert d'ions de la pâte de ciment vers l'auréole, à mesure que l'hydratation avance. Par ailleurs, avant la prise, les vibrations générées lors de la mise en place des matériaux entraînent une accumulation d'eau sous les granulats. Ce phénomène, appelé « micro-ressuage », contribue également à la formation d'un gradient d'eau autour des particules, ce qui provoque une anisotropie dans l'épaisseur de l'auréole de transition.

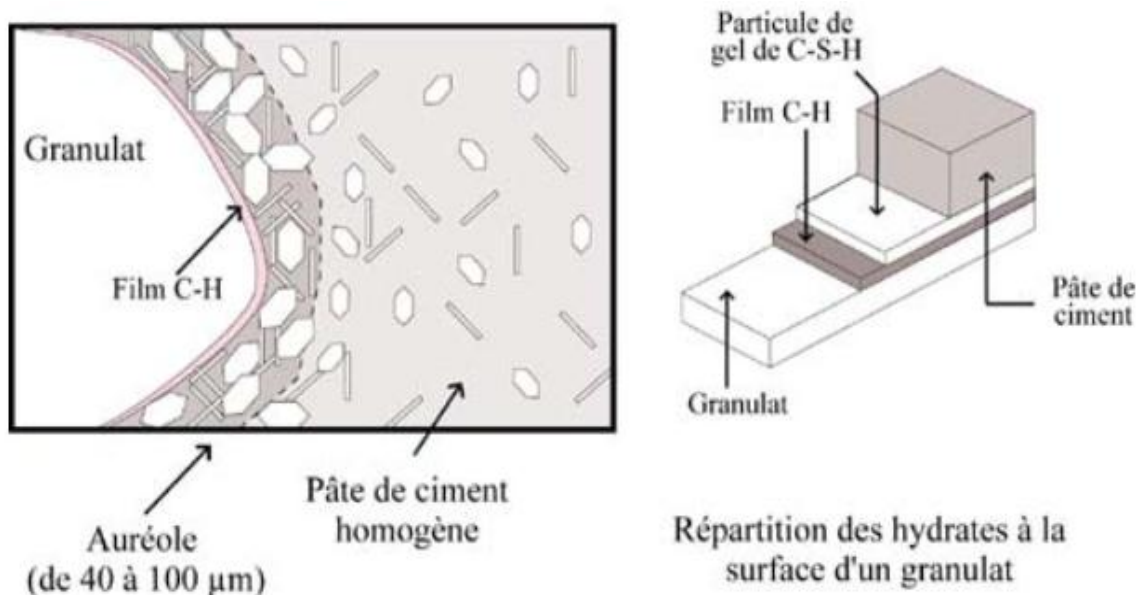


Figure I.09: Interface entre un granulat et une pâte de ciment Portland hydratée [34] .

I.3.2.1. Définition des grains anhydres

Les grains anhydres sont les particules de ciment qui n'ont pas encore réagi avec l'eau lors du processus d'hydratation. Ils constituent la fraction "non hydratée" du ciment, présente dans la pâte au cours des premières étapes du durcissement et même dans certaines parties du béton durci. Les grains anhydres sont un composant essentiel de la pâte de ciment, tant pendant le processus d'hydratation qu'après le durcissement, jouant un rôle clé dans la formation, la microstructure et les performances du béton.

I.3.2.2. Composition des grains anhydres

Les grains anhydres contiennent les phases principales du clinker, notamment :

C₃S (silicate tricalcique) : Réagit rapidement et produit la majeure partie du C-S-H (silicate de calcium hydraté), principal responsable de la résistance.

C₂S (silicate bicalcique) : Réagit plus lentement, contribuant à la résistance à long terme.

C₃A (aluminate tricalcique) : Réagit rapidement avec l'eau, en présence de sulfates, pour former des ettringites.

C₄AF (aluminoferrite tétracalcique) : Réagit plus lentement et contribue de manière moindre aux produits d'hydratation.

I.3.2.2. Rôle des grains anhydres dans la pâte de ciment

Réserve de réactivité : Les grains anhydres fournissent une source continue de matière pour l'hydratation, ce qui permet à la résistance mécanique du ciment de se développer progressivement.

Structure initiale : Avant l'hydratation, les grains anhydres forment le squelette initial de la pâte de ciment.

Espaces interstitiels : Les espaces entre les grains anhydres sont remplis par l'eau et les produits d'hydratation, qui modifient la microstructure au fil du temps.

I.3.2.3. Transformation des grains anhydres

Interaction avec l'eau : Les grains anhydres réagissent avec l'eau pour former des produits d'hydratation tels que le C-S-H, la portlandite (Ca(OH)₂) et d'autres composés.

Réduction de taille : Les grains anhydres diminuent progressivement de taille, tandis que la porosité diminue également dans la pâte de ciment.

I.3.3. Eléments de l'auréole de transition

L'auréole de transition se divise généralement en trois zones distinctes, avec une distance à la surface du granulat variant de 1 µm à 100 µm [35].

I.3.3.1. Première zone

D'une épaisseur inférieure à 1 µm, elle résulte de liaisons chimiques provoquées par des réactions à la surface des granulats inertes. Cette zone est constituée de deux couches : la première, en contact direct avec le granulat, est composée de Portlandite, tandis que la seconde est formée de gels de C-S-H (Figure 16).

I.3.3.2. Deuxième zone

Elle est influencée par l'« effet de paroi », causé par la faible compacité des grains de ciment autour des granulats, dont la taille est nettement supérieure à celle des grains de ciment. L'épaisseur de cette zone correspond à la taille des grains de ciment et ne dépasse pas quelques dizaines de micromètres à partir de l'interface. Cette région constitue la partie principale de l'auréole de transition.

I.3.3.3. Troisième zone

Cette région est caractérisée par des hétérogénéités à plus grande échelle, causées notamment par des phénomènes tels que le micro-ressuage. Son épaisseur est généralement inférieure à 100 µm.

I.3.4. Epaisseur de l'auréole

L'auréole de transition dans les mortiers est généralement définie comme la zone affectée par un gradient de porosité. Pour les bétons ordinaires, son épaisseur a été estimée entre 10 et 50 μm [36]. Une diminution du rapport eau/ciment (E/C) de 0,55 à 0,4 entraîne une réduction d'au moins 75 % de cette épaisseur [37]. En revanche, la taille des granulats ne semble pas exercer une influence significative, surtout lorsqu'elle est largement supérieure à celle des grains de ciment. Cette observation concorde avec l'idée selon laquelle, en raison de la grande différence de taille entre les granulats et les particules de ciment, la surface des granulats peut être considérée comme localement plane par rapport aux grains de ciment [38]. Ainsi, l'épaisseur de l'auréole dépendrait principalement de la taille moyenne des grains de ciment, et non de celle des granulats. Cette hypothèse est appuyée par le fait que le diamètre des grains de ciment usuels se situe généralement entre 10 et 30 μm , soit des dimensions comparables à celles typiquement observées pour l'auréole de transition.

I.4. Durabilité du béton dans les milieux agressifs

La durabilité des matériaux à base de ciment Portland est susceptible d'être altérée par divers mécanismes de dégradation physico-chimique, parmi lesquels :

- Les réactions alcali-granat (interaction entre les alcalins du ciment et certains granulats),
- La carbonatation (attaque par le dioxyde de carbone, CO_2 , entraînant une réduction du pH du béton),
- Les attaques acides (corrosion chimique par des agents acides),
- Les attaques par les sulfates, externes (provenant de l'environnement) ou internes (liées à des composants du béton),
- Les attaques par les ions chlorures (responsables de la corrosion des armatures dans le béton armé).

I.4.1. Attaques aux sulfates

L'attaque aux sulfates constitue l'une des causes majeures de dégradation des matériaux cimentaires (béton ou mortier). Ces ions peuvent entraîner une détérioration du béton armé, se manifestant par des gonflements et des fissurations. Les mécanismes de dégradation dépendent de plusieurs paramètres, notamment la nature du ciment, la forme chimique des sulfates, leur concentration dans l'environnement, ainsi que la durée d'exposition du matériau [39]. Les sulfates peuvent être d'origine naturelle (sols, eaux souterraines), biologique, ou issus de rejets domestiques et industriels, reflétant ainsi des sources variées liées à la pollution environnementale. Les sels de

sulfates dissous réagissent chimiquement avec les matériaux cimentaires, engendrant une expansion, des fissures, un écaillage, voire un ramollissement et une désagrégation. L'attaque sulfatique « classique » fait intervenir des sulfates alcalins comme le sulfate de sodium (Na_2SO_4). Ce dernier réagit avec la portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) pour former du gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) et de l'ettringite ($\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12} \cdot 26\text{H}_2\text{O}$), substances responsables de l'expansion, de la fissuration et de la dégradation du béton. Toutefois, le mécanisme précis de cette expansion, ainsi que le rôle du gypse et de l'ettringite dans le processus, restent sujets à débat [40]. Des études terrain, notamment dans des zones sulfatées comme le sud de la Californie, ont documenté des cas de béton endommagé. Par exemple, Novak et Colville ont analysé des dalles de sol en béton, vieilles de 20 à 30 ans, construites sur un sol sulfaté. Leurs travaux suggèrent que les dommages observés résultaient principalement de la cristallisation de sels (Na_2SO_4 et $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ identifiés dans les fissures), et non de réactions chimiques typiques produisant de l'ettringite ou du gypse [41].

I.4.1.1. Mécanisme de dégradation par les sulfates

La dégradation du béton par les sulfates résulte d'une succession de réactions chimiques entre les ions sulfates et les principaux constituants de la microstructure de la pâte de ciment. Ce phénomène, d'une grande complexité, met en jeu divers mécanismes réactionnels, des interactions internes (phases du ciment) et externes (environnement), ainsi que des processus de transport [42]. Les ions sulfates migrent par diffusion moléculaire ou par capillarité, entraînant une dissolution progressive de la portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) et une altération du gel C-S-H. Parallèlement, la cristallisation d'ettringite (formation de $\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12} \cdot 26\text{H}_2\text{O}$) et les déformations volumiques associées génèrent des contraintes expansives, responsables de la microfissuration du matériau [43]. Les sulfates, principalement sous forme de sulfate de sodium (Na_2SO_4) ou de magnésium (MgSO_4) [44], agissent en deux étapes :

1. la Formation de gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) par réaction entre la portlandite et les sulfates externes. Les équations (6) et (7) illustrent ce mécanisme pour les sulfates de sodium et de magnésium.



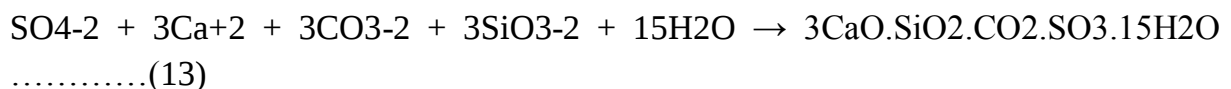
2. Cristallisation d'ettringite expansive, issue de la réaction du gypse avec les aluminates du ciment, correspond à la formation d'ettringite expansive ($\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12} \cdot 26\text{H}_2\text{O}$), résultant de la réaction entre le gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) et les aluminates de calcium anhydres (C_3A), selon l'équation (8) :

$$\text{C}_3\text{A} + 3\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O} + 26\text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12} \cdot 26\text{H}_2\text{O} \dots\dots\dots (12)$$

Bien que certains travaux attribuent cette réaction comme l'unique mécanisme de formation de l'ettringite expansive [45, 46], une voie alternative existe par la réaction entre la portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), les sulfates et l'aluminate tétracalcique hydraté (C_4AH_{13}), produisant également de l'ettringite.

I.4.1.2. Mécanisme de la formation de la thaumasite

La thaumasite ($\text{Ca}_3\text{Si}(\text{CO}_3)(\text{SO}_4)(\text{OH})_6 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$) est un minéral rare qui se forme dans le béton sous certaines conditions, entraînant une dégradation sévère appelée attaques au sulfate par la thaumasite (TSA). Les mécanismes et facteurs clés de sa formation. Les Sulfates (SO_4^{2-}) provenant de sources externes (eaux souterraines, sols, eau de mer) ou internes (ciments riches en sulfates), Carbonates (CO_3^{2-}) issus d'agrégats calcaires, de fillers calcaires dans le ciment, ou de la carbonatation du béton. D'après Glasser, Brown et al., la formation de la thaumasite est systématiquement précédée par celle de l'ettringite. On considère généralement que la thaumasite ne se développe qu'à des températures inférieures à 15°C . Toutefois, certaines études ont également mis en évidence sa présence à des températures supérieures à ce seuil [44]. Le premier cas documenté de détérioration de structures en béton due à la formation de thaumasite a été signalé en 2004 par MA Bao-guo et al. dans une centrale hydraulique située à Bapanxia, en Chine [47]. La formation de la thaumasite résulte de la réaction chimique entre les silicates de calcium hydratés (C-S-H) et les ions sulfates, selon l'équation (9). Le remplacement progressif des C-S-H par la thaumasite entraîne la formation d'une masse pâteuse aux propriétés mécaniques fortement altérées [40].

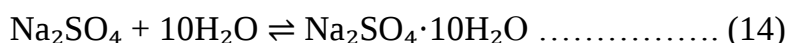


I.4.1.3. Mécanisme d'attaque par les sulfates externes

L'attaque aux sulfates externe est une réaction chimique dégradant le béton exposé à des environnements riches en sulfates (SO_4^{2-}). Elle entraîne une expansion, des fissurations et une perte de résistance. Ce phénomène est courant dans les sols sulfatés, les eaux souterraines, les égouts ou les infrastructures maritimes.

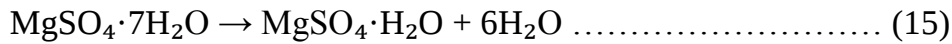
I.4.1.4. Mécanisme des sulfates de sodium (Na_2SO_4)

La dégradation implique un cycle de dissolution-recristallisation des sulfates dans les pores du béton. Sous l'effet des variations d'humidité et de température, la thérardite (Na_2SO_4 , anhydre) se transforme en mirabilite ($\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$, hydratée) selon l'équation (10). Cette transition s'accompagne d'une augmentation de volume, générant des contraintes internes et une microfissuration.



I.4.1.5. Mécanisme du sulfate de magnésium (MgSO_4)

Son action combine deux effets ,déshydratation de l'epsomite ($\text{MgSO}_4 \cdot 7\text{H}_2\text{O}$) à des températures supérieures à 70°C , conduisant à la formation de kiesérite ($\text{MgSO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$) et d'hexahydrate ($\text{MgSO}_4 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$) selon l'équation (11). Ce mécanisme conduit à une réduction du pH du béton par consommation des ions hydroxydes (OH^-), fragilisant les phases hydratées C-S-H [46, 48].



I.4.1.6. Mécanisme de sulfate de calcium (CaSO_4)

Le sulfate de calcium (CaSO_4), présent dans les eaux salines sous forme de gypse ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), est un agent agressif pour le béton. Comparé aux sulfates de sodium, d'ammonium ou de magnésium, il se distingue par une solubilité plus faible et une cinétique de dissolution plus lente. Son interaction avec le béton génère principalement de l'ettringite expansive ($\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12} \cdot 26\text{H}_2\text{O}$) via la réaction avec l'aluminate tricalcique (C_3A) du ciment, décrite par l'équation (3). Cependant, en cas de réactivité insuffisante (par exemple, faible disponibilité en sulfates ou en C_3A), le sulfate de calcium peut induire une transformation de l'ettringite en monosulfoaluminate ($4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{SO}_3 \cdot 12\text{H}_2\text{O}$), une phase moins expansive mais susceptible de modifier la stabilité de la matrice [49].

I.4.1.7. Sulfate d'ammonium

Le sulfate d'ammonium $[(\text{NH}_4)_2\text{SO}_4]$, en particulier, est une source combinée d'azote (N) et de soufre (S), deux éléments nutritifs clés pour les plantes [93]. Cependant, sa forte solubilité dans l'eau le rend particulièrement agressif pour le béton. Il réagit avec l'hydroxyde de calcium ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), cette réaction génère du gypse, qui s'accumule dans les pores du béton et augmente sa porosité. De plus, sa réaction avec les aluminates anhydres (ex : C_3A du ciment) forme l'ettringite qui occupe un volume supérieur aux phases initiales, provoquant des contraintes expansives et une fissuration de la matrice cimentaire [50].

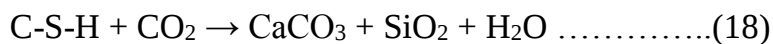
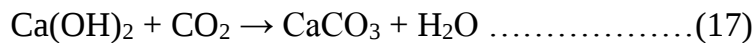
I.4.1.8. Effet de l'acide sulfurique sur le béton

L'acide sulfurique H_2SO_4 est l'un des agents les plus agressifs pour le béton, entraînant sa dégradation ainsi que la corrosion des armatures. Dans les eaux usées, des bactéries anaérobies génèrent du sulfure d'hydrogène H_2S qui est au contact de l'air s'oxyde et se transforme en acide sulfurique sous l'effet de l'humidité et de la température selon l'équation (12). Cet acide réagit avec la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ ou le carbonate de calcium CaCO_3 présents dans le béton, conduisant à la formation de gypse $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$, un minéral expansif responsable de l'endommagement de la structure [51, 52].



I.4.2. Carbonatation du béton

La carbonatation, qui correspond à l'attaque du béton par le dioxyde de carbone (CO_2), est l'un des principaux facteurs de dégradation du béton armé, notamment en favorisant la corrosion des armatures. Ce mécanisme intervient lorsque le CO_2 de l'air pénètre dans la porosité du béton et réagit avec ses produits d'hydratation, tels que la portlandite et les silicates de calcium hydratés (C-S-H). Ces réactions aboutissent à la formation de carbonate de calcium (CaCO_3), comme le montrent les équations chimiques (13) et (14) suivantes :



La vitesse de diffusion du CO_2 dépend de plusieurs facteurs, notamment : Le type et la quantité de ciment utilisé ,La porosité du béton ou du mortier ,La durée du durcissement , La nature et la proportion des ajouts minéraux incorporés lors du mélange[53]. La présence d'humidité dans les pores entraîne la formation d'acide carbonique, qui peut réagir avec les hydrates du ciment. Cette réaction provoque la dissolution de la portlandite et la libération d'ions calcium Ca^{2+} ,Ces ions réagissent ensuite avec les ions carbonate CO_3^{2-} pour former du carbonate de calcium CaCO_3 [54]. La carbonatation a des effets significatifs sur les structures en béton armé Elle réduit le pH du béton, passant d'un environnement alcalin protecteur ($\text{pH} > 12$) à un milieu plus acide ($\text{pH} \approx 9$), ce qui détruit la couche passive protégeant les armatures en acier contre la corrosion qui provoque leur gonflement ,générant des tensions internes qui peuvent fissurer ou éclater le béton d'enrobage. La profondeur de la carbonatation atteint son maximum lorsque l'humidité relative se situe entre 50 % et 75 %. L'humidité du béton joue un rôle essentiel dans la vitesse de progression de ce phénomène. Une teneur en eau trop élevée dans les pores empêche la diffusion du dioxyde de carbone, tandis qu'un béton trop sec ne contient pas suffisamment d'hydroxyde de calcium dissous pour permettre une carbonatation efficace [55].

I.4.2.1. Facteurs influant de la carbonatation du béton

Cette section présente plusieurs facteurs influençant la profondeur de carbonatation du béton, notamment l'humidité relative, le dosage en ciment ainsi que la présence d'ajouts minéraux.

I.4.2.1.1. Effet de dosage en ciment

Le dosage en ciment affecte directement la compacité du béton. Une augmentation du ciment (à rapport eau/ciment constant) améliore la densité de la matrice, réduisant la porosité et limitant la diffusion du CO_2 . Selon la formule de Féret (1892), la résistance mécanique et la durabilité sont liées au volume de pâte de ciment, qui dépend du dosage

en ciment et du rapport eau/ciment (E/C). Un béton riche en ciment ex. 400 kg/m³ avec un E/C bas à 0,4 présente une microstructure plus dense, retardant la carbonatation [56]. La Figure I.10, présente les résultats de l'évaluation de la profondeur de carbonatation d'éprouvettes en béton formulées avec différents dosages en ciment CPJ45, conservées pendant 100 ans dans des conditions de 60 % d'humidité relative et 1 % de gaz CO₂. On observe que l'augmentation du dosage en ciment ainsi que la réduction du rapport E/C contribuent à limiter la profondeur de carbonatation.

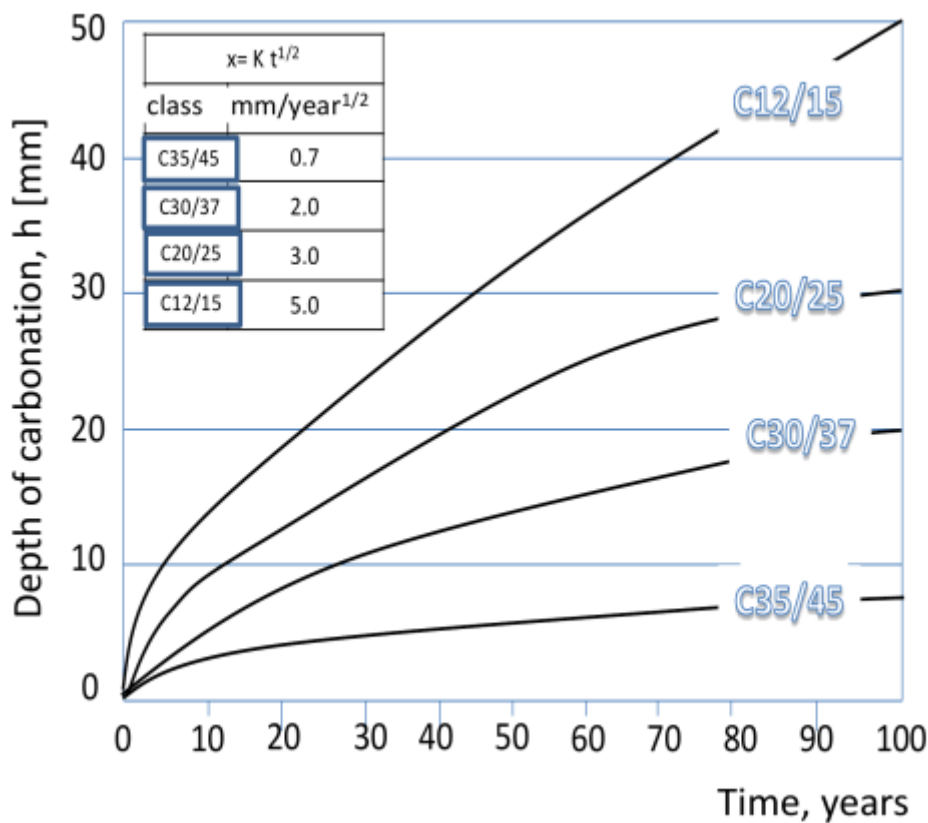


Figure I.10: Profondeur de carbonatation en fonction du dosage en ciment[57].

I.4.2.1.2. Réserve alcaline et neutralisation

Le ciment fournit l'hydroxyde de calcium nécessaire pour neutraliser le CO₂. Un dosage élevé en ciment augmente cette réserve alcaline, prolongeant le temps nécessaire à la carbonatation pour atteindre les armatures. Cependant, cet avantage dépend aussi de la composition du ciment, les ciments riches en ajouts (laitier, cendres volantes) peuvent réduire la quantité de Ca(OH)₂ disponible, accélérant potentiellement la carbonatation malgré un dosage élevé [58].

I.4.2.1.3. Effet des additions minérales sur la carbonatation du béton

Les additions minérales, telles que le laitier de haut-fourneau, les cendres volantes, les fumées de silice et les pouzzolanes naturelles, modifient les propriétés chimiques et physiques du béton. Ces modifications influencent directement le processus de carbonatation.

A. Réduction de la teneur en hydroxyde de calcium (Ca(OH)_2)

Les additions minérales réagissent avec l'hydroxyde de calcium (portlandite) produit par l'hydratation du ciment Portland dans une réaction pouzzolanique. Cette réaction consomme le Ca(OH)_2 pour former des produits cimentaires secondaires (C-S-H), ce qui améliore certaines propriétés mécaniques du béton. La réduction de la portlandite diminue la capacité du béton à neutraliser le dioxyde de carbone (CO_2). En conséquence, le pH du béton diminue plus rapidement sous l'effet de la carbonatation, augmentant ainsi le risque de corrosion des armatures en acier. Papadakis et al.(1991)ont montré que les ciments contenant des additions minérales présentent une réserve alcaline plus faible, ce qui peut accélérer la carbonatation[56].

B. Modification de la porosité et de la microstructure

Les additions minérales influencent la porosité du béton en densifiant sa matrice grâce à leurs particules fines et à la formation supplémentaire de C-S-H par réaction pouzzolanique. Cela peut réduire la perméabilité globale du béton. Une porosité réduite limite la diffusion du CO_2 dans le béton, ralentissant ainsi le processus de carbonatation. Les fumées de silice, en raison de leur finesse extrême, réduisent significativement la porosité capillaire. Hossain et Lachemi (2006) ont observé que les fumées de silice diminuent la perméabilité au gaz, ralentissant ainsi la progression de la carbonatation[59]. En plus Si les additions minérales sont mal dosées ou si le durcissement est insuffisant, elles peuvent créer une microstructure avec des pores interconnectés ou modifier leur taille, facilitant ainsi l'entrée du CO_2 . Castellote et al. (2009) ont signalé que les cendres volantes peuvent augmenter légèrement la perméabilité au CO_2 si elles sont utilisées en grandes quantités[60].

C.Influence sur le pH initial

Les ciments riches en additions minérales produisent moins d'hydroxyde de calcium lors de l'hydratation, ce qui entraîne un pH initial légèrement inférieur par rapport aux ciments Portland purs.

Un pH plus faible réduit la durée pendant laquelle le béton protège naturellement les armatures contre la corrosion. Une fois que le pH chute en dessous d'un seuil critique (≈ 9), la couche passive autour des armatures est détruite, exposant celles-ci à un risque accru de corrosion. Parrott (1987) a montré que les ciments contenant des ajouts tels que

le laitier ou les cendres volantes présentent une diminution plus rapide du pH sous l'effet de la carbonatation[58].

D. Effet spécifique selon le type d'addition minérale

Le laitier consomme une grande quantité d'hydroxyde de calcium et réduit significativement sa concentration dans le béton. À forte teneur (>50 %), il peut accélérer la carbonatation malgré une meilleure densité globale. Les bétons riches en laitier présentaient une progression plus rapide de la carbonatation. Les cendres volantes réduisent également $\text{Ca}(\text{OH})_2$ mais augmentent parfois légèrement la porosité capillaire à court terme, ce qui peut favoriser l'entrée temporairement l'entrée du CO_2 . Cependant, à long terme, elles contribuent à densifier le béton. Papadakis et al. (2002) ont noté que les bétons contenant des cendres volantes sont plus sensibles à la carbonatation dans leurs premières phases[61]. Les fumées de silice densifient fortement le béton mais consomment presque tout l'hydroxyde de calcium disponible, ce qui peut accélérer localement la carbonatation malgré une réduction globale de perméabilité au CO_2 . Hossain et Lachemi (2006) ont confirmé cet effet pour des bétons contenant jusqu'à 10 % de fumées de silice[59]. Les pouzzolanes naturelles, leur effet dépend fortement de leur composition chimique et granulométrique, mais elles agissent généralement comme les cendres volantes.

E. Conditions environnementales

L'effet des additions minérales sur la carbonatation est amplifié dans certaines conditions environnementales. Une humidité relative intermédiaire (50-70 %) favorise à la fois la diffusion du CO_2 et sa réaction chimique avec les composants du béton. Les environnements riches en CO_2 (par exemple, zones industrielles ou souterraines) accélèrent également ce processus.

I.4.3. Alkali-réaction

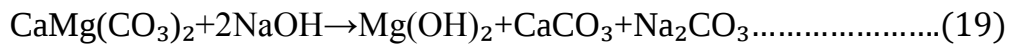
La réaction alcali-silice (RAS) est un phénomène chimique dégradant la durabilité du béton. Elle implique une interaction entre les ions alcalins (sodium et potassium) du ciment et la silice réactive présente dans les granulats, entraînant une expansion et des fissurations. Les différents types de réactions alcali-granat comprennent :

- La réaction alcali-silice, qui met en jeu des granulats principalement composés d'opale, de calcédoine, de cristobalite, de tridymite, de quartz microcristallisé ou encore de silex.

- La réaction alcali-silicate, qui concerne des roches polyminérales renfermant des minéraux silicatés d'origine magmatique, métamorphique ou sédimentaire, telles que le grès, les argiles, les granits ou les basaltes, où la silice est souvent présente sous forme microcristalline.

- La réaction alcali-carbonate concerne les calcaires dolomitiques.

-L'enthalpie libre standard de la réaction de dédolomitisation en milieu basique. représentée par l'équation chimique(15).



les réactions alcali-silice qui sont les plus courantes. En effet, les autres types de réactions s'y apparentent souvent, notamment en raison de la génération de silice réactive par altération des silicates au cours des processus d'altération ou de métamorphisme, ou encore de la présence de silice diffuse d'origine sédimentaire dans certains granulats calcaires ou dolomitiques. Il est toutefois important de noter que plusieurs types de réactions peuvent se produire simultanément. Par ailleurs, bien que certaines expansions observées dans des bétons contenant des granulats dolomitiques soient liées à la présence d'argile, une réaction chimique des ions alcalins (Na^+ , K^+) réagissent avec la dolomite ($\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$), produisant de la calcite (CaCO_3) et de la brucite ($\text{Mg}(\text{OH})_2$). Cette réaction altère la liaison entre la pâte de ciment (matrice) et les granulats, affaiblissant la structure du béton.

I.4.3.1. Attaque du béton par des alcalis

Le pH de la solution interstitielle du béton est généralement d'environ 13 et il tend à augmenter avec la teneur en alcalis du ciment. Les ions alcalins, principalement sodium (Na^+) et potassium (K^+), proviennent essentiellement des composants cimentaires. Une fois dissous dans la solution des pores, ces sels alcalins accroissent l'alcalinité du milieu. La silice réactive présente dans certains granulats se dissout sous l'effet de cette forte alcalinité, puis réagit avec les alcalis et l'hydroxyde de calcium pour former un gel de calcium-alcali-silicate-hydrate (CAS-H). Cette réaction est à l'origine de diverses formes de dégradations autour ou à proximité des granulats réactifs, telles que microfissures, décollements et pressions internes dues au gonflement du gel lorsqu'il absorbe l'eau. Ces pressions peuvent dépasser la résistance à la traction de la pâte cimentaire et des granulats, entraînant ainsi des fissurations et une expansion volumique du béton[62, 63].

Par ailleurs, une forte concentration en alcalis réduit la solubilité de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ et diminue la concentration des ions Ca^{2+} dans la phase liquide. Cela favorise l'intégration des cations alcalins dans les produits d'hydratation, en remplacement partiel du calcium. Or, contrairement au calcium, ces cations ne permettent pas de former des liaisons de pontage efficaces avec les hydrates. Au cours de l'hydratation du ciment, la consommation progressive des cations alcalins modifie le rapport Ca/Na dans les produits formés. Ainsi, les produits d'hydratation précoces et tardifs diffèrent par ce rapport, les produits tardifs tendant à se rapprocher de la structure du gel C-S-H [64].

I.4.3.2. Paramètres influents sur l'attaque par les alcalins

I.4.3.2.1. Influence de la cristallinité du minéral et de la structure de la roche

L'apparition de la réaction alcali-silice (RAS) dépend de la cristallinité des minéraux siliceux (structures désordonnées ou métastables comme l'opale ou la calcédoine) et de la structure de la roche, notamment sa porosité, sa fissuration et la taille des grains. L'accessibilité des minéraux aux solutions alcalines est cruciale, nécessitant des sites réactifs ouverts (groupements silanols $\equiv \text{Si-OH}$) et une texture modifiée par des contraintes géochimiques ou mécaniques. Expérimentalement, la RAS se déclenche sous trois conditions :

- 1-Silice peu organisée ou métastable.
- 2-Texture poreuse ou altérée (ex. quartz microfissuré).
- 3-Présence de silanols accessibles.

Les formes cristallines de la silice présentent des solubilités relativement faibles, voir figure I.11 [65], mais leur évaluation est complexe en raison de l'extrême lenteur de l'établissement de l'équilibre [66]. La forme cristalline la plus courante de quartz possède une solubilité comprise entre 6 et 14 mg/L, soit environ 1 à 1,25 mmol/L, à température ambiante et à un pH de 7. Les autres formes cristallines affichent des valeurs similaires. Toutefois, la présence d'ions chlorure, ainsi qu'une augmentation du pH ou de la température peuvent significativement accélérer la vitesse de dissolution [67].

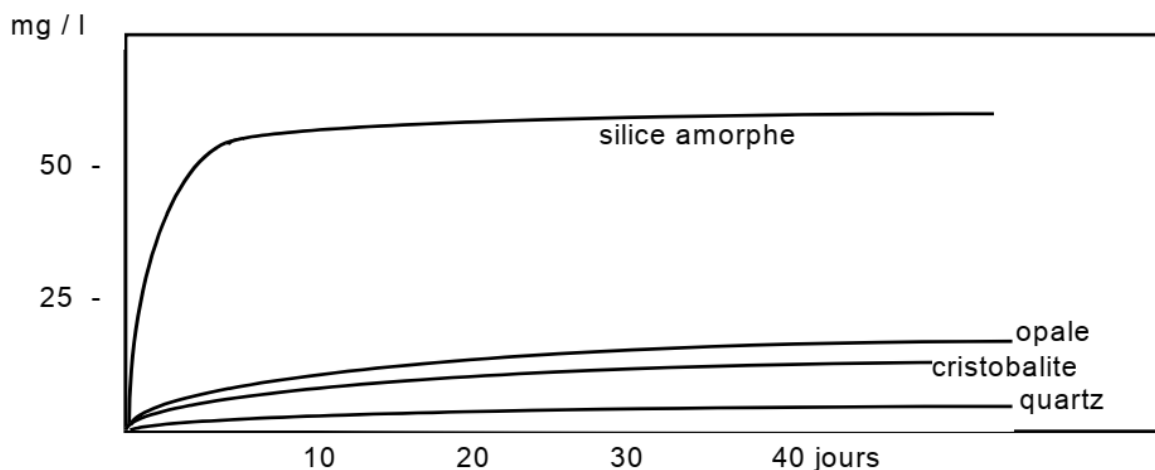


Figure I.11: Evolution de la quantité de silice dissoute au cours du temps selon les différentes formes de silice [65].

I.4.3.2.2. Influence de type et dosage en ciment

Le type de ciment utilisé joue un rôle essentiel dans la durabilité du béton en environnement alcalin. Les ciments riches en alumine offrent une bonne résistance aux attaques acides, notamment pour des solutions dont le pH est compris entre 4 et 5, surpassant ainsi les performances des ciments Portland classiques. Par ailleurs, les ciments contenant des ajouts de pouzzolane ou de laitier présentent également une meilleure résistance dans les milieux à la fois alcalins et acides [68]. Selon les résultats présentés par Andalib et al, il ressort que les éprouvettes en béton à haute résistance (50 MPa) correspondant à un dosage élevé en ciment (561,42 kg/m³), présentent les plus faibles pertes de masse et de résistance à la compression, comparativement aux bétons de résistances inférieures (40 MPa et 45 MPa), voir Figure I.12. Par ailleurs, les bétons immergés dans une solution d'HCl subissent des dégradations moindres, tant en termes de masse que de résistance mécanique que ceux exposés à une solution d'H₂SO₄. Dans le cadre de cette étude, deux types d'éprouvettes ont été préparés avec des dosages en ciment différents. un béton ordinaire et un béton dont la surface a été traitée par des bactéries. Ces éprouvettes ont ensuite été immergées dans des solutions acides contenant 5 % de H₂SO₄ et 5 % de HCl pendant une durée de 120 jours[69].

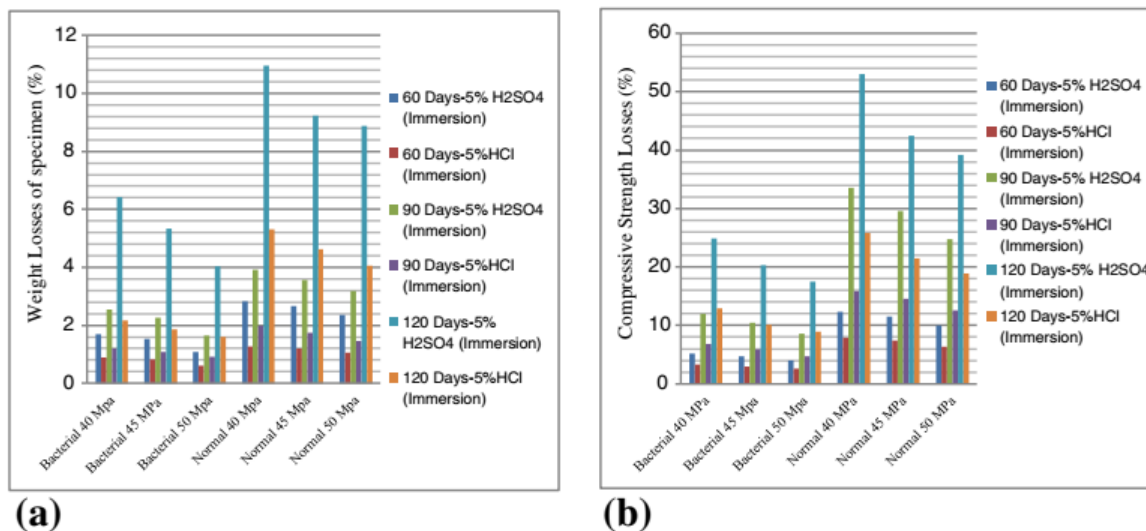


Figure I.12: Pourcentage moyen de perte de masse (a) et de résistance (b) de différents bétons structuraux à haute résistance, avec ou sans micro-organismes exposés à différents types d'acides (immersion dans des solutions à 5 % de H₂SO₄ et 5 % de HCl) [69].

I.4.3.2.3. Influence des ajouts minéraux

D'après Rashad (2013), l'utilisation d'un superplastifiant améliore l'ouvrabilité du béton accroît sa résistance à la compression et retarde les temps de prise initiale et finale. Par ailleurs, l'incorporation de 5 à 10 % de fumée de silice dans une matrice à base de laitier activé par alcalis réduit la maniabilité, tout en augmentant la résistance à la compression. En revanche, l'ajout de métakaolin dans cette même matrice entraîne une

augmentation de la perméabilité, de la profondeur de carbonatation et du volume total des pores, ce qui se traduit par une baisse de la résistance mécanique. Toutefois, l'intégration de 20 % de laitier dans une matrice à base de métakaolin permet d'obtenir une résistance à la compression supérieure à celle d'un géopolymère formulé uniquement à partir de métakaolin, notamment après une exposition à des températures pouvant atteindre 800 °C [70].

I.5. Utilisation de sable concassé dans le béton

Le sable concassé, également appelé sable artificiel, est issu du concassage de roches massives telles que les calcaires, les granits ou les basaltes. Son utilisation en substitution partielle ou totale du sable naturel dans les formulations de béton est une tendance croissante. Cette évolution s'explique par plusieurs facteurs : la raréfaction des ressources alluvionnaires, les contraintes environnementales liées à l'extraction du sable naturel, et la volonté de valoriser les sous-produits industriels ou de carrières locales.

I.5.1. Influence de sable concassé sur le béton frais

Le sable concassé se distingue du sable naturel par une forme plus anguleuse et une surface spécifique plus élevée. Il présente également une plus grande proportion de fines (particules $< 0,08$ mm). Ces particularités influencent significativement les propriétés du béton. L'intégration du sable de concassage dans la composition du béton frais pose des défis techniques importants, en particulier concernant son ouvrabilité. Cette dernière, mesurée par l'essai du cône d'Abrams, est fortement influencée par les caractéristiques intrinsèques du sable de concassage. Sa granulométrie irrégulière, sa texture rugueuse ainsi que sa teneur élevée en fines (particules inférieures à $80\text{ }\mu\text{m}$) entraînent une augmentation notable de la demande en eau et peuvent provoquer une diminution de viscosité du béton. Pour remédier à ces effets indésirables, plusieurs solutions sont mises en œuvre, l'ajout d'un super plastifiant contribue à améliorer la fluidité du mélange. Par ailleurs, l'incorporation de 5 à 10 % de fines calcaires s'avère efficace pour renforcer la cohésion du béton et limiter la ségrégation, des études expérimentales approfondies confirment ces résultats[71]. L'étude de Skender (2009) s'intéresse à l'effet des fines calcaires sur l'ouvrabilité du béton lorsque celles-ci remplacent partiellement le sable de concassage. Des taux de substitution de 0 %, 5 %, 15 % et 25 % ont été testés, révélant une diminution progressive de l'ouvrabilité proportionnelle à l'augmentation des fines, voir figure I.13, quel que soit le type de ciment utilisé[72]. plusieurs chercheurs constatent que la poussière de pierre contient des particules plus anguleuses, avec une texture de surface plus rugueuse et des faces plus plates que le sable normal, ce qui entraîne une diminution de la valeur d'affaissement ; toutefois, l'utilisation de superplastifiant augmente cette valeur. De plus, en raison de la présence de plus de vides à 0 % de remplacement par rapport aux autres pourcentages, la maniabilité du béton frais est accrue[73]. indique qu'à 0 % de remplacement, le béton présente la plus grande valeur d'affaissement (slump), tandis qu'à 100 % de remplacement, il affiche la valeur la plus faible, les valeurs d'affaissements du béton, voir figure I.14, en fonction des proportions variables de 0%,20%,40%,50%,80%,100% de poussière de pierre, doit se situer entre 25 et 75 mm [74].

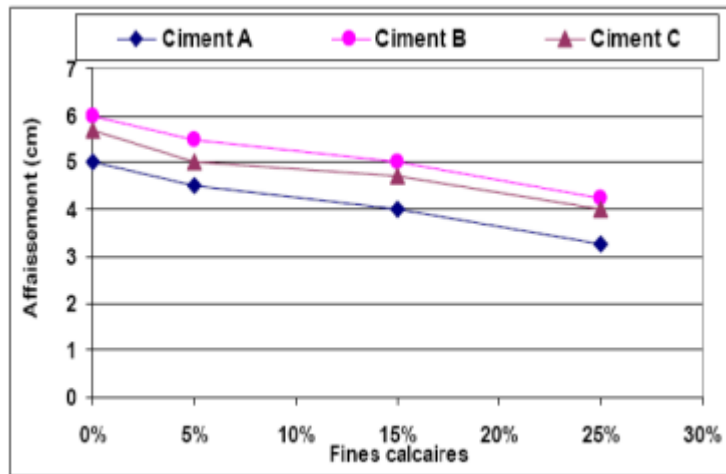


Figure I.13: Effet des fines calcaires sur la maniabilité du béton[72] .

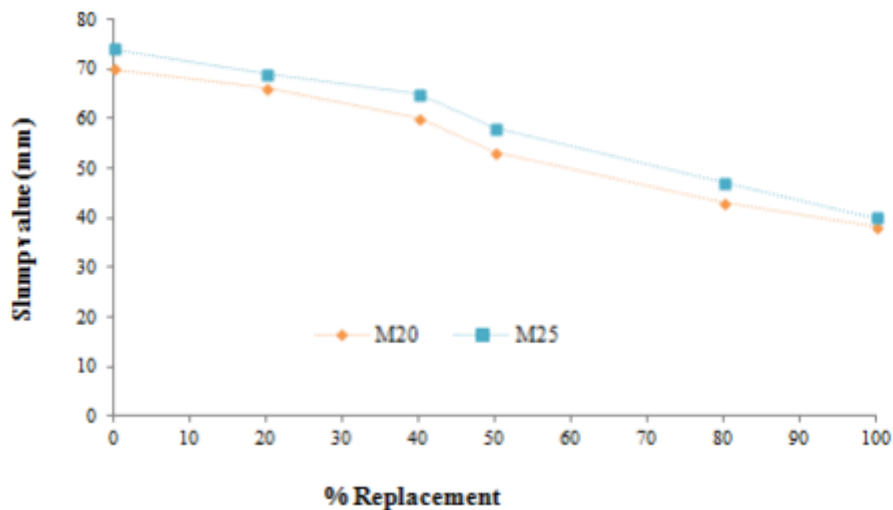


Figure I.14: Valeur d'affaissement du béton de grade M20 et M25 à différentes proportions [74].

En résumé, bien que le sable de concassage constitue une alternative économique intéressante, son emploi nécessite un ajustement précis des formulations (additifs, granulométrie optimisée) afin d'assurer des performances satisfaisantes, notamment pour les bétons à haute résistance.

I.5.2 Influence de sable concassé sur La densité

La masse volumique du béton, déterminée par le dosage et la granulométrie de ses constituants, suit un comportement non linéaire lors de l'ajout de filler. Selon plusieurs auteurs la densité augmente initialement avec le rapport filler/sable, atteignant un pic avant de décliner, comme l'illustre, la figure I.15. Ce phénomène s'explique par le remplissage des vides inter granulaires par les fines, optimisant temporairement la compacité[75]. autres complète ces observations en détaillant l'évolution de la masse volumique apparente : une légère hausse entre 0 et 6 % de filler, une augmentation marquée de 6 à 12 %, puis une stabilisation au-delà de 12 %, voir figure I.16. Ces

résultats soulignent que le filler, bien qu'utile pour densifier la matrice, doit être dosé avec précision. Un taux optimal situé entre 6 % et 12 % permet de maximiser la compacité sans saturer le mélange, tandis qu'un excès de fines pourrait compromettre la résistance mécanique[76]. Ces études guident ainsi l'ajustement des formulations pour des bétons à la fois denses et durables. En plus L'augmentation initiale de la densité sèche, de 5 % à 20 % de poussière de carrière, pourrait être attribuée à la densité et à la finesse de cette dernière, car une finesse relative plus élevée améliore raisonnablement la densité du béton, voir la figure I.17. La diminution ultérieure de la densité sèche pourrait quant à elle être due à la teneur trop élevée en poussière de carrière dans le mélange bétonné[77].

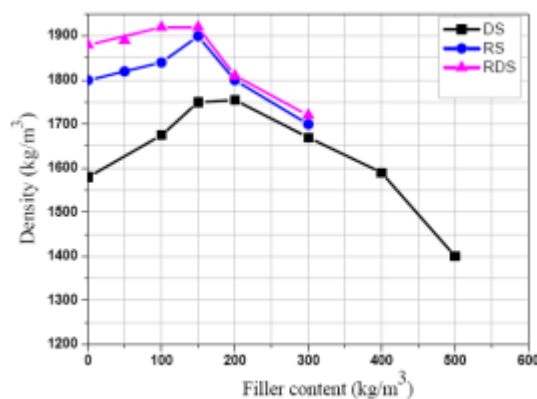


Figure I.15: Evolution de la densité en fonction de la quantité des fines[75].

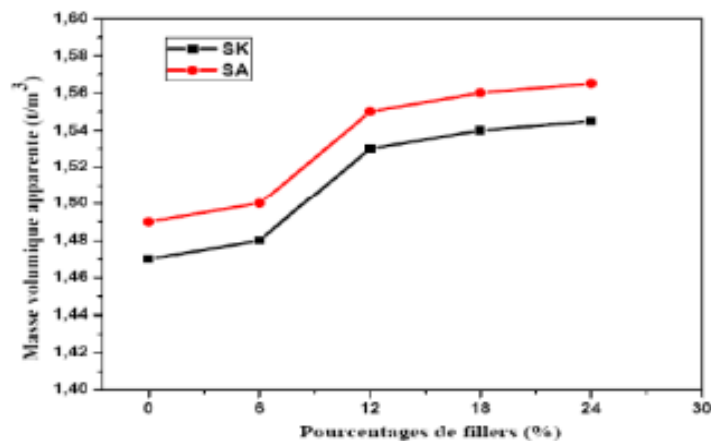


Figure I.16: Masse volumique apparente en fonction des fines[76].

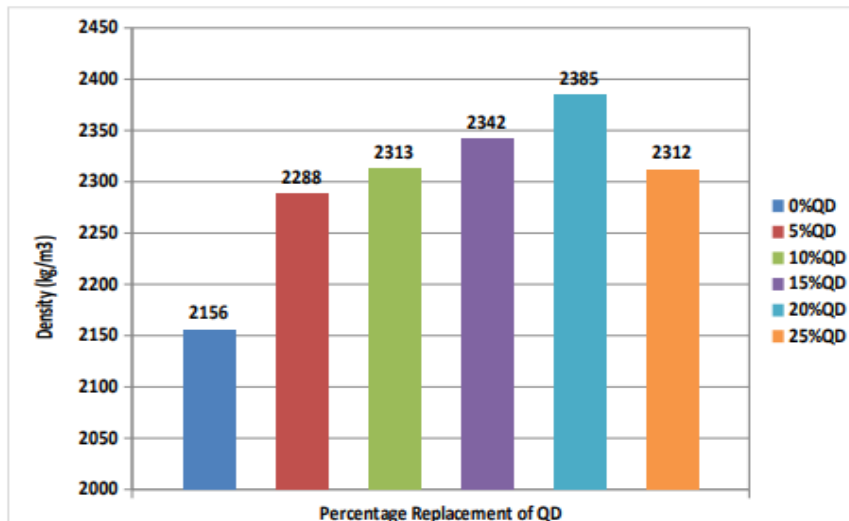


Figure I.17: Graphique de la densité sèche en fonction des pourcentages variables de poussière de carrière[77].

I.5.3. Influence de sable concassé sur La résistance mécanique du béton

De nombreux auteurs ont mis en évidence l'efficacité de la poussière de pierre comme substitut partiel du sable dans les formulations de béton et de mortier. Leurs recherches montrent qu'un remplacement du sable jusqu'à hauteur de 40 % par de la poussière de pierre peut être réalisé sans compromettre de manière significative les propriétés mécaniques, notamment la résistance des matériaux [78]. Par ailleurs, d'autres études ont révélé que les bétons contenant de la poussière de concassage présentaient de meilleures performances mécaniques que ceux fabriqués avec du sable de rivière en tant que granulats fins. En effet, les échantillons incorporant de la poussière de concasseur ont montré une résistance à la compression environ 17 % plus élevée, une résistance à la traction supérieure de 7 %, ainsi qu'une résistance à la flexion augmentée de 20 % par rapport aux échantillons de référence réalisés avec du sable de rivière [79]. Ces résultats soulignent l'effet bénéfique de la poussière de concasseur sur les propriétés structurales du béton. D'autres chercheurs ont étudié l'effet des fines calcaires contenues dans le sable de concassage sur la résistance à la compression des mortiers. L'étude a été menée en utilisant trois types de ciment, avec des proportions de fines calcaires variant entre 0, 5, 10, 15 et 20 %, et un rapport eau/ciment (E/C) constant de 0,55. Les résultats ont révélé une amélioration de la résistance mécanique à jeune âge (jusqu'à 28 jours), particulièrement notable pour des teneurs en fines comprises entre 10 % et 15 %, cette amélioration dépendant du type de ciment employé [80]. Cette hausse s'explique par plusieurs mécanismes : l'effet de remplissage (filler) des fines, l'accélération de l'hydratation des phases minérales C3A et C3S du ciment, une modification de la morphologie du gel C-S-H (principale phase porteuse de résistance), ainsi que la formation de carbouluminates via la réaction du carbonate de calcium (CaCO_3) avec le C3A. Autre chercheurs constatent que la résistance à la compression du béton augmente aux jeunes âges (28 jours) lorsque la teneur en fines calcaires passe de 0 % à 15 %. Cette

amélioration s'explique par deux facteurs principaux : la texture rugueuse du sable de concassage, qui favorise l'adhérence au liant, et la réaction chimique entre les fillers calcaires (CaCO_3) et le C3A, une phase minérale du ciment. Cependant, au-delà de 15 % de fines, la résistance diminue légèrement jusqu'à 20 %, atteignant des valeurs similaires à celles du béton de référence sans ajout, voir la figure I.18 [81]. Cette réduction est attribuée à un excès de fines, perturbant la densité de la matrice cimentaire et réduisant son efficacité structurale. Jusqu'à 15 % de remplacement des agrégats fins par de la poudre de marbre dans les mélanges de béton a eu un effet positif (entre 2 % et 26 %) sur la résistance à la compression, grâce à la réduction des micro-vides dans le mélange, ce qui encourage l'utilisation durable de matériaux issus de déchets de marbre [82]. En plus Les résultats avec un remplacement de 40 % pour le béton de grade M20 a montré que la résistance à la compression à 28 jours du béton contenant de la poussière de pierre est supérieure de 21,45 % à celle du béton à base de granulats naturels[74]. En général, le remplacement partiel du sable par de la poussière entraîne une diminution significative de l'ouvrabilité et une amélioration de la résistance mécanique du béton. Il est toutefois essentiel de développer une relation spécifique au site entre les propriétés du béton et l'origine des matériaux. Des études antérieures ont suggéré que les propriétés chimiques de la poussière de pierre dépendent de son origine et ont conclu que l'ouvrabilité du béton diminue avec l'augmentation de la teneur en poussière de pierre en raison d'une plus grande absorption d'eau, tandis que les propriétés mécaniques du béton suivent une tendance décroissante avec des teneurs plus élevées en poussière de pierre[83].

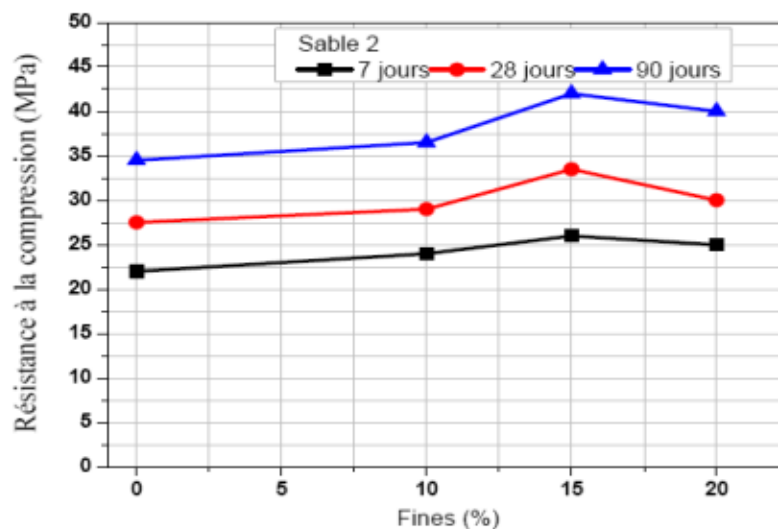


Figure I.18: Variation de la résistance à la compression en fonction de pourcentage des fines calcaires[81].

I.5.4.Influence de sable concassé sur la durabilité du béton

I.5.4.1.Introduction

La durabilité des structures en béton dépend principalement de leur aptitude à empêcher la pénétration d'agents agressifs, une caractéristique fortement liée à la perméabilité du matériau. Cette dernière est influencée par plusieurs facteurs, notamment le rapport eau/ciment (E/C), qui conditionne directement la porosité capillaire du béton. Toutefois, l'effet précis des adjuvants tels que la fumée de silice, le laitier, les cendres volantes ou les fines calcaires . Par ailleurs, la nature et la proportion des granulats jouent un rôle déterminant en modifiant la microstructure du béton : ils génèrent une zone de transition poreuse à l'interface entre les granulats et la pâte de ciment, tout en augmentant la tortuosité du réseau de pores, ce qui freine la migration des agents agressives. Pour apprécier la performance globale du béton, il est essentiel de s'appuyer sur des indicateurs tels que la résistance à la compression, la porosité accessible à l'eau, la perméabilité aux gaz ou encore les coefficients de diffusion. Ces paramètres, plus pertinents qu'une simple analyse chimique, permettent d'optimiser les formulations pour chaque application et d'accroître la durabilité à long terme des ouvrages.

I.5.4.2.Influence de sable concassé sur la perméabilité du béton

Selon une étude menée par des chercheurs , l'ajout de poussière de concassage dans le béton entraîne une réduction significative du coefficient de perméabilité à l'eau. Les mesures montrent que ce coefficient passe de $6,59 \times 10^{-10}$ cm/s pour un béton sans fines à $1,93 \times 10^{-10}$ cm/s pour un mélange contenant 30 % de poussière, voir la figure I.19. Cette amélioration est attribuée à la diminution des pores capillaires au sein de la matrice cimentaire, résultant de l'incorporation des fines. Ainsi, une teneur accrue en poussière de concassage densifie la microstructure du béton, limitant la circulation de l'eau et renforçant sa durabilité[84].

L'incorporation d'environ 15 % de fines dans le sable de concassage améliore la microstructure des pores au niveau de la zone de transition entre les granulats et la pâte de ciment, ce qui réduit la perméabilité à l'eau du béton. Cette optimisation structurale limite également la profondeur de pénétration de l'eau, comme l'illustre, dans la figure I.20 [85]. Par ailleurs, la perméabilité est influencée par le dosage en ciment : une augmentation de ce dernier entraîne une diminution de la perméabilité, avec un effet maximal observé pour des teneurs en filler comprises entre 7 % et 10 % [86]. Ces résultats soulignent le rôle clé des fines et du ciment dans la densification de la matrice béton, réduisant ainsi les voies de migration de l'eau et améliorant la durabilité des structures.

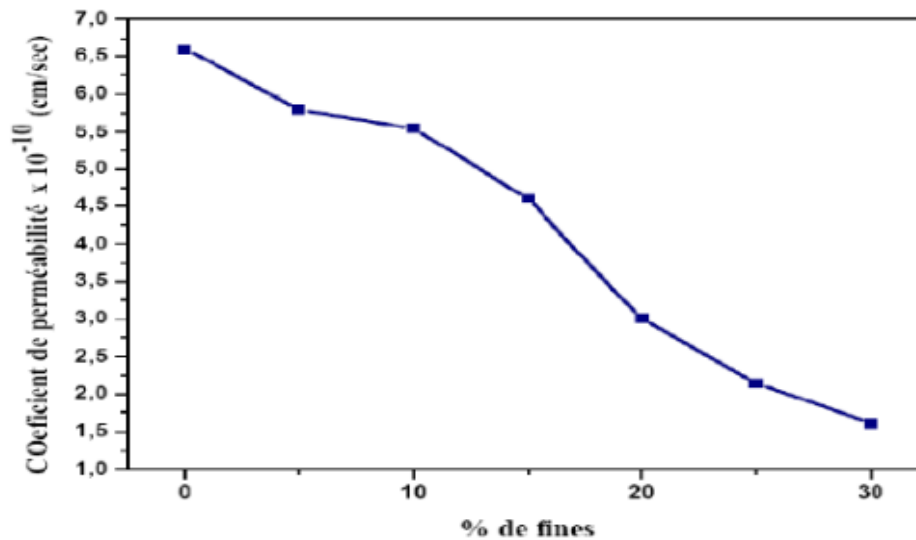


Figure I.19: Variation de perméabilité à l'eau en fonction des pourcentages des poussières de concassage à 28 jours du béton [84].

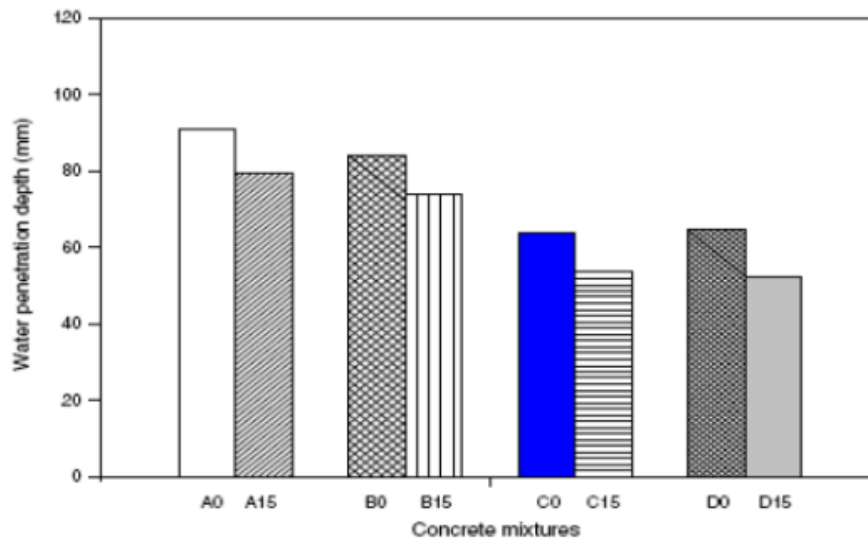


Figure I.20: Variation de la profondeur d'eau à 90 jours de différents types de ciment (A,B,C,D)[85].

I.5.4.3. Résistance aux sulfates

Lorsque les mortiers ou bétons sont exposés à des sulfates, une expansion se produit en raison de réactions chimiques entre les sulfates et les produits d'hydratation du ciment, entraînant des variations volumétriques. L'ajout de fines calcaires dans la composition du béton module ce phénomène, avec des effets dépendant du pourcentage et de la finesse des particules. Selon une étude de Gonzalez et al. (1998), un taux de 10 % de calcaire améliore la résistance aux attaques sulfatiques, réduisant l'expansion. Cependant, à 20 % de calcaire, l'expansion s'accroît, compromettant la durabilité du matériau. Ce comportement contrasté s'explique par l'influence du calcaire sur plusieurs paramètres : il modifie le degré d'hydratation du ciment, ajuste la porosité capillaire, et altère la nature des produits d'hydratation. Par exemple, à faible dosage, le calcaire

favorise la formation de phases stables comme les carbouminates, limitant les réactions néfastes. En revanche, un excès de calcaire génère des déséquilibres microstructuraux, facilitant la pénétration des sulfates[87].

Zen-Tian chang et al.(2005),ont été examinés des échantillons cylindriques des six bétons ,après 168 jours d'immersion dans une solution d'acide sulfurique à 1 % .La figure I.21, montre clairement que le béton de référence C1, contenant du ciment Portland et des granulats siliceux, a subi les dommages les plus sévères, avec une exposition des gros granulats et une perte importante de mortier de ciment. Pour les bétons au calcaire C2, C3 et C4, l'attaque acide a affecté à la fois le mortier de ciment et les granulats calcaires. Une expansion du mortier de ciment a été observée sur les surfaces d'extrémité, où le mortier dépassait légèrement les granulats calcaires grossiers. . Des fissures étaient également visibles sur les arêtes du cylindre en béton C5.Le béton C6, qui utilisait des granulats calcaires et un ciment ternaire contenant de la fumée de silice et des cendres volantes, présentait la meilleure apparence de surface parmi les six bétons. Le corps du cylindre en béton C6 est resté globalement intact, à l'exception de quelques dépôts de gypse formés en surface et d'une légère expansion du mortier de ciment observée aux extrémités. la figure I.22, montre une image d'un échantillon de béton C1 contenant un gravillon siliceux est resté intact après 168 jours d'immersion du béton dans une solution d'acide sulfurique à 1 %. Alors que l'agrégat 1 %, des fissures ont été observées à l'interface pâte-granat ainsi que dans le mortier environnant. la figure I.23, présente une image d'un échantillon de béton C2 contenant un granulats calcaire, Cependant aucune fissure n'a été observée dans la zone interfaciale entre la pâte et le granulats autour de l'agrégat calcaire [88].

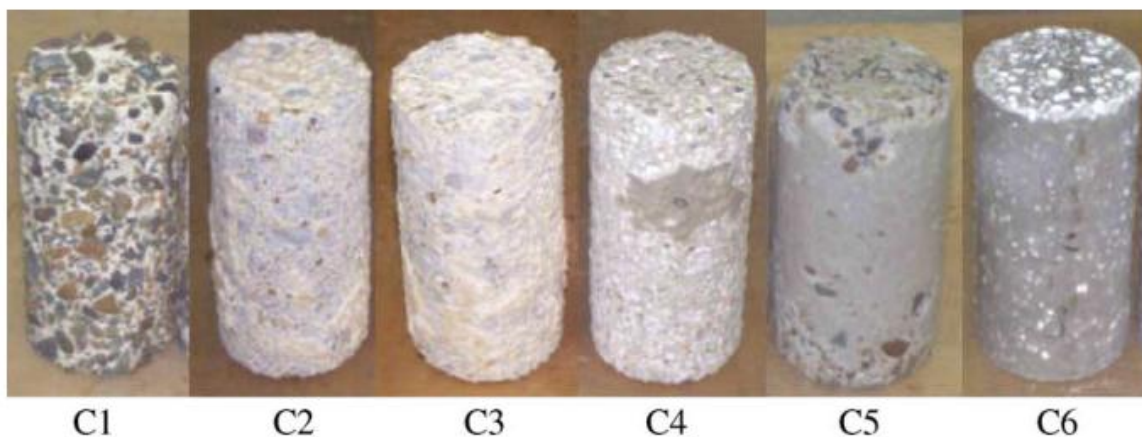


Figure I.21:Observation visuelle des échantillons en béton immergés en 1% acide sulfurique .

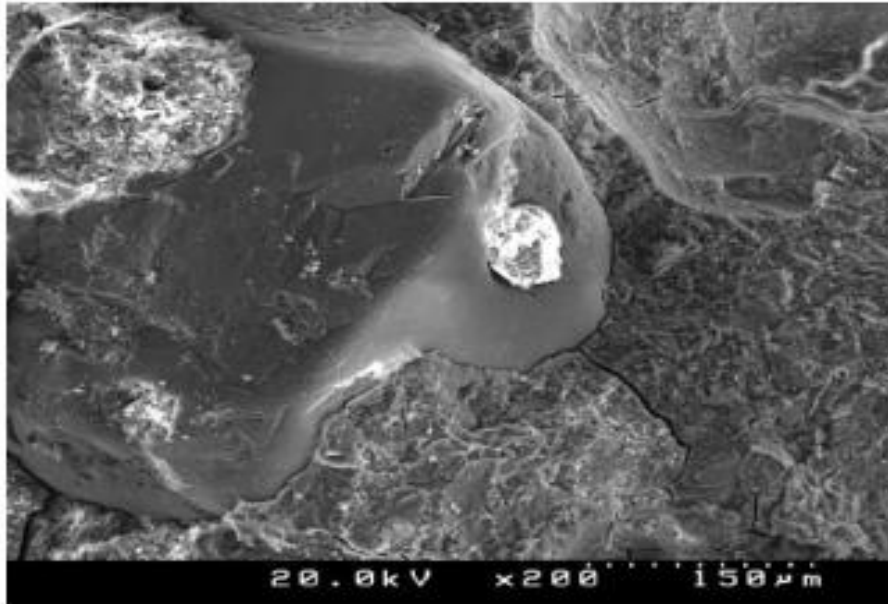


Figure I.22:Fissures dans la pâte et à l'interface pâte–granulat dans le béton C1 d'agrégats siliceux[88].

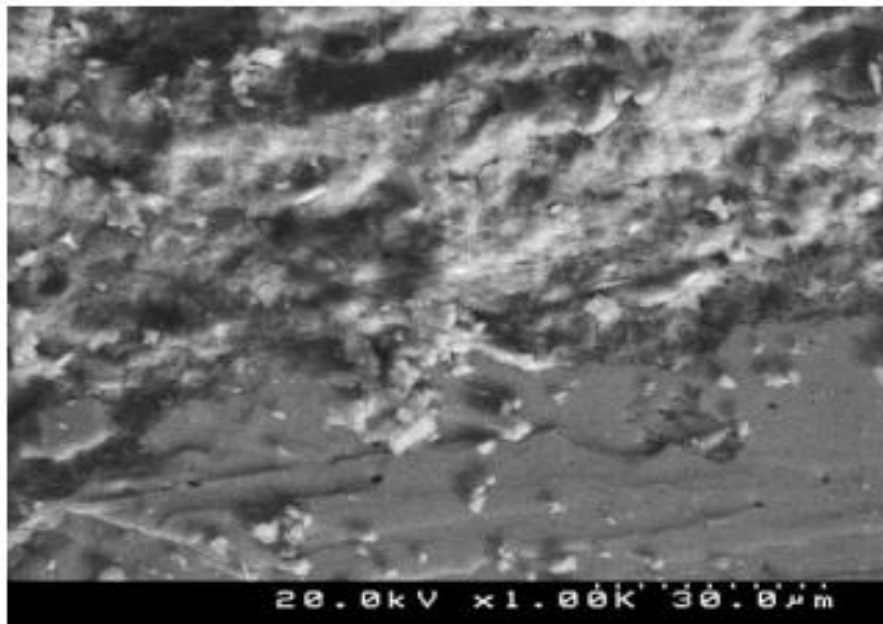


Figure I.23:Aucune fissuration apparente à l'interface pâte–granulat dans le béton C2 d'agrégats calcaires[88].

I.6. Matériaux composites

Depuis l'aube de l'humanité, les êtres humains ont cherché à créer de nouveaux matériaux avec des propriétés améliorées pour la construction de systèmes structurels. L'histoire de l'utilisation de combinaisons de matériaux pour faciliter leur utilisation et améliorer leurs performances est ancienne. Le principe de combiner des matériaux pour créer un système nouveau, bénéficiant des avantages de chaque composant, se retrouve dans le béton armé. Les composites à base de polymères renforcés de fibres (FRP) poussent ce concept encore plus loin en permettant la combinaison synergique de fibres de renforcement avec des charges/additifs appropriés dans une matrice de résine polymérique. Le renforcement fibreux supporte les charges dans des directions prédéterminées (indiquées par l'orientation des fibres), tandis que le polymère transfère les contraintes entre les fibres adjacentes par adhésion et offre également résistance et protection au matériau. La combinaison de la matrice et du renforcement fibreux crée ainsi un nouveau matériau, conceptuellement similaire au béton armé avec des barres d'acier, bien que les fractions de renforcement varient considérablement (le béton armé contient rarement plus de 5 % de renforcement, tandis que dans les composites FRP, la fraction volumique de renforcement peut varier de 25 à 70 % selon le processus utilisé). La matrice possède des capacités de traction et de compression (contrairement au ciment qui est seulement résistant à la compression) et, à la différence du béton, les résines polymériques utilisées dans les infrastructures civiles confèrent également un haut degré de résistance et de tolérance aux dommages. Ces matériaux offrent aux concepteurs une large palette de choix pour répondre aux exigences spécifiques de chaque structure et montrent un immense potentiel pour enrichir la gamme actuelle de matériaux utilisés dans les infrastructures civiles. Les composites FRP sont attractifs en tant que matériaux de construction grâce à plusieurs avantages : une rigidité spécifique et une résistance spécifique élevées, un poids faible, une résistance à la corrosion et une durabilité potentiellement élevée. Les propriétés mécaniques des composites renforcés de fibres dépendent des propriétés des matériaux constitutifs (type, quantité, distribution et orientation des fibres, teneur en vides). À côté de ces propriétés, la nature des liaisons interfaciales et les mécanismes de transfert de charge à l'interphase jouent également un rôle important[89]. Leurs propriétés mécaniques peuvent être adaptées grâce aux caractéristiques des matériaux anisotropes, et ils peuvent avoir une faible conductivité, agir comme isolants (dans le cas des composites renforcés de fibres de verre) et être transparents aux ondes électromagnétiques. De plus, la diversité des procédés de fabrication disponibles permet de produire ces matériaux aussi bien sur le terrain, dans des environnements hautement non contrôlés (comme dans le cas du moulage humide utilisé pour le renforcement externe), qu'avec des dimensions très précises. Les composites FRP ont un comportement généralement linéaire élastique jusqu'à la rupture, sans présenter de déformation plastique ou de ductilité significative, contrairement à l'acier ou au béton armé.

I.6.1.Définition du matériau composite

Un composite est constitué d'au moins deux matériaux, ou de plusieurs matériaux non miscibles ayant des structures différentes, voir la figure I.24. Leurs propriétés individuelles se combinent et se complètent, créant ainsi un matériau hétérogène et fortement anisotrope, dont les performances globales sont améliorées. Les composites sont généralement composés d'une matrice dans laquelle des renforts sont dispersés de manière contrôlée. L'interface entre les composants assure leur compatibilité et garantit une cohésion parfaite entre les renforts et la matrice.

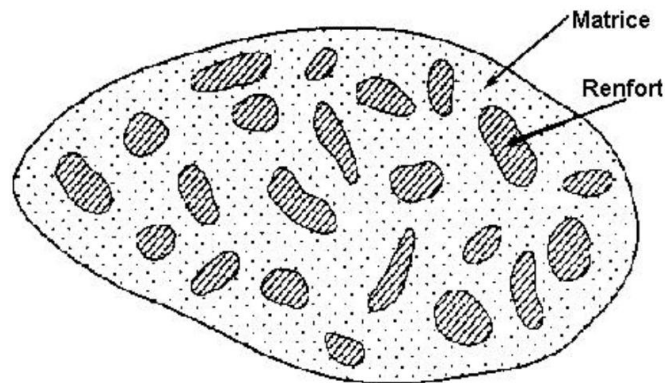


Figure I.24:Schéma illustrative d'un matériaux composite.

I.6.2.Matériaux utilisées en composites

Les composites en fibre de verre sont des composites à matrice polymère (PMC). Les PMC sont la classe de matériaux composites la plus développée, car ils ont trouvé une application généralisée, peuvent être fabriqués en grandes formes complexes et ont été acceptés dans une variété d'applications aérospatiales et commerciales. Ces plastiques renforcés sont une combinaison synergique de fibres haute performance et de matrices. La fibre fournit une résistance et un module élevés, tandis que la matrice répartit la charge et offre une résistance aux intempéries et à la corrosion[90].

I.6.2.1.Matrice de résine

Le choix d'une matrice de résine spécifique déterminera les propriétés dominantes et les conditions d'utilisation du produit final. Les propriétés des résines varient considérablement et influencent les conditions de fabrication ou de moulage d'un mélange particulier. La sélection de la matrice de résine définira les propriétés physiques et chimiques, telles que la température de transition vitreuse (qui mesure la résistance à la chaleur) et le ramollissement ou la plastification par des solvants et des gaz. Le tableau I.01, présente des propriétés de polyester.

Le rôle de la matrice dans un matériau renforcé par des fibres est le suivant : transférer les contraintes entre les fibres, servir de barrière contre un environnement défavorable, et protéger la surface des fibres contre l'abrasion mécanique. La matrice joue un rôle mineur dans la capacité de charge en traction d'une structure composite. Elle fournit un

soutien latéral contre la possibilité de flambage des fibres sous une charge de compression, influençant ainsi dans une certaine mesure la résistance à la compression du matériau composite. L'interaction entre les fibres et la matrice est également importante dans la conception de structures tolérantes aux dommages. Enfin, l'aptitude au traitement et les défauts d'un matériau composite dépendent fortement des caractéristiques physiques et thermiques de la matrice, telles que la viscosité, le point de fusion et la température de durcissement.

Tableau I.01: Caractéristiques importantes du polyester [91].

Density g/cm ³	Strength MPa	Modulus GPa	Poisson's ratio	CTE 10 ⁻⁶ K ⁻¹	Cure Shrinkage %	Use Temp °C
1.1-1.4	30-100	2-4	0.2-0.33	50- 100	5-12	80

Il existe plusieurs types de résines . Aujourd'hui, les résines thermodurcissables (TD) sont principalement associées à des fibres longues, mais l'utilisation croissante de polymères thermoplastiques (TP) renforcés de fibres courtes se fait de plus en plus remarquer.

I.6.2.1.1.Résines thermodurcissables

Une résine qui ne peut être transformée qu'une seule fois et qui devient infusible et insoluble après polymérisation. Une fois durcie, sa forme est irréversible. Même si elle est exposée à une nouvelle élévation de température, la résine ne pourra pas retrouver son état liquide ou pâteux d'origine. La majorité des résines employées dans l'industrie des composites sont thermodurcissables.

I.6.2.1.2.Polyesters insaturés

Les résines polyester insaturées (UP) sont des copolymères qui, après transformation, donnent naissance à des matériaux thermodurcissables réticulés, c'est-à-dire infusibles et insolubles. Elles sont généralement fournies sous forme liquide, prêtes à l'emploi, avec un monomère jouant le rôle de diluant réactif — le plus souvent du styrène, présent à hauteur de 30 à 45 %. En l'absence de catalyseur, aucune polymérisation ne se produit : la résine et le monomère restent stables et ne réagissent pas. La réaction de réticulation intervient uniquement entre la résine polyester insaturée et le monomère, agissant alors comme agent de réticulation. On distingue cinq grandes familles de résines polyester, répertoriées dans le tableau I.02.

Tableau I.02: Classes résine polyesters.

Résines	orthophtaliques	Isophtaliques	Isophtaliques-NPG	vinylesters	techniques
propriétés	Les plus couramment utilisées	Offrent une meilleure tenue en milieu humide marin et au vieillissement	Ont une tenue à l'eau excellente sanitaire ainsi qu'au UV	Avec une excellence résistance chimique couche anti-osmose	Comme les ignifugées (chlorées, bromées ou non halogénées)

Sanchez et al, ont examiné l'influence et la variation de la concentration en styrène, monomère responsable de la réticulation de la résine UP, sur les propriétés mécaniques, la stabilité thermique, ainsi que sur la miscibilité entre le polystyrène et la résine UP [92]. De plus, peu d'études ont porté sur l'impact du taux de durcisseur sur les propriétés physico-chimiques et le comportement mécanique des résines UP. Dans cette optique, Martin a investigué la cinétique de la réticulation de la résine UP en utilisant le peroxyde de méthyle éthyle cétone (MEKP) et l'octoate de cobalt comme système catalyseur-accelérateur [93]. Vilas et al, ont analysé l'évolution de la rhéologie et de la cinétique de réticulation de la résine UP en fonction de diverses températures de fabrication et de différents pourcentages de catalyseur [94].

I.6.2.1.3.Vinyl esters

Le terme "vinylester" fait généralement référence au produit obtenu en dissolvant le vinylester dans un solvant copolymérisable, le plus couramment utilisé étant le styrène. Les résines vinylesters sont similaires aux résines polyesters en termes de mode de polymérisation et d'applications (similaires à celles des résines époxydes). Cependant, leurs procédés de mise en œuvre, ainsi que les propriétés physiques et chimiques des produits finis, diffèrent considérablement. Bien que les résines vinylester soient souvent regroupées avec les polyesters insaturés en raison de leur mode de polymérisation similaire, leur chimie, leurs propriétés et leurs méthodes de traitement diffèrent nettement [95]. Ces résines sont fabriquées par réaction entre des résines époxy et des acides monocarboxyliques, offrant une large gamme de propriétés grâce à diverses combinaisons possibles. Elles peuvent être utilisées en l'état comme matériaux de revêtement ou renforcées pour produire des pièces composites structurales, ce qui en fait un choix privilégié pour de nombreuses applications. En raison de leur structure chimique spécifique, les résines vinylester offrent une excellente résistance aux agressions chimiques et à la dégradation environnementale. Cela est principalement dû à la faible présence de groupes ester dans leur chaîne principale, ces groupes étant les

points faibles en termes de résistance chimique. Leur nombre réduit et la protection par des groupes méthyle limitent les attaques chimiques. De plus, les cycles aromatiques présents dans l'époxy renforcent la résistance chimique par effet de stérification. Les résines sont également efficaces pour mouiller les fibres dans les stratifiés grâce aux groupes hydroxyles restants sur la chaîne principale. Selon les types d'époxy et d'acides carboxyliques utilisés, les matériaux durcis peuvent afficher des propriétés mécaniques et une résistance thermique améliorées, comme c'est le cas avec les époxydes novolac.

I.6.2.1.4. Phénolique

Le phénolique (résine phénol-formaldéhyde) est un matériau à haut module principalement utilisé pour fabriquer des bagues d'usure. Il s'agit d'une résine synthétique produite par la réaction du phénol avec le formaldéhyde. Elle se distingue par une série de propriétés remarquables, notamment: une excellente résistance aux charges, une haute résistance à la traction, une durabilité prolongée, une faible friction, une grande résistance à l'usure et aux chocs, ainsi qu'une rigidité élevée. Elle offre également une résistance au fluage et est ignifuge. Sa plage de température de service est large, allant de -40 °C à +120 °C, avec une excellente stabilité dimensionnelle et une précision d'épaisseur. De plus, elle peut supporter des températures allant jusqu'à +300 °C pendant de courtes durées.

Les composites phénoliques, qui sont naturellement résistants au feu sans nécessiter d'additifs, offrent d'excellentes propriétés en termes de résistance au feu et de faible toxicité des fumées. Grâce aux caractéristiques uniques des résines phénoliques et à l'efficacité du processus de pré imprégnation, il est possible de produire des éléments composites résistants au feu et à la corrosion. Cependant, la mise en œuvre des résines phénoliques traditionnelles et des préimprégnés reste complexe, ce qui limite leur adoption à grande échelle. En effet, les équipements doivent être résistants à la corrosion, car le processus industriel de fabrication des résines phénoliques nécessite un catalyseur acide. De plus, la polymérisation par réaction de condensation, qui engendre porosité et micro vides dans le produit fini, restreint l'utilisation des composites phénoliques dans les domaines aérospace et maritime à des applications non structurelles.

Les résines phénoliques ou phénol formaldéhyde (PF), existent en deux familles des : les novo laques et les résols [96].

I.6.2.2. Fibres de renforcement

Différents types de renforts influencent les propriétés mécaniques des composites. La propriété la plus importante de la fibre est son module d'élasticité. Le renfort doit être significativement plus rigide que la matrice en résine. Cela lui permet d'absorber les contraintes appliquées au composite. Étant donné que la fibre tente de supporter la contrainte, elle doit avoir une résistance suffisante pour ne pas céder.

I.6.2.2.1. Fibres de verre

La fibre de verre est fabriquée à partir de divers matériaux principalement composés de dioxyde de silicium, qui sont refroidis en dessous de leur point de fusion (liquides surrefroidis) sans cristalliser. D'autres oxydes sont ajoutés pour obtenir des fibres de verre aux caractéristiques différentes. Le tableau I.03, présente une brève description des types de fibres de verre les plus importants. Les fibres de verre sont tirées à partir du verre fondu, formant des fibres dont le diamètre varie généralement de 2 à 25 μm . Ce tirage oriente la structure tridimensionnelle globale, produisant un matériau doté d'une plus grande résistance et rigidité le long de l'axe du tirage, Il existe différentes variétés (E, R, S) selon la proportion de chaque composant (SiO_2 , Al_2O_3 , B_2O_3 , CaO , MgO)[97].

Tableau I.03:Types des fibers de verre.

désignation	C-glass	E-glass	R-glass et S-glass
Général propriétés	Résiste chimiquement	Typique fibre de verre	Plus rigide et plus résistant que le verre E (E-glass)

Le verre C a été développé pour résister aux attaques chimiques, principalement aux acides qui détruisent le verre E. Il est principalement utilisé sous forme de voile de surface dans la couche extérieure des laminés utilisés dans les tuyaux et réservoirs chimiques et d'eau. Le verre S doit son nom à sa teneur élevée en silice, ce qui lui permet de résister à des températures plus élevées que les autres types de verre, voir la figure I.25. Le verre S est une formulation à haute résistance, utilisée lorsque la résistance à la traction est la propriété la plus importante. Le verre E possède de bonnes propriétés d'isolation. La lettre E est utilisée car il était à l'origine destiné à des applications électriques. Le verre E (électrique) présente une faible teneur en alcalis, une bonne résistance à la traction et à la compression, ainsi qu'une bonne rigidité, de bonnes propriétés électriques, et un coût relativement bas, mais une résistance aux impacts relativement faible. Il existe une gamme de renforts en verre d'une composition alternative, conçus pour offrir soit des performances mécaniques supérieures, soit une résistance à certains types d'environnements. Ces types de renforts en verre sont plus coûteux que le verre E, en fonction du matériau. Le verre ECR offre une résistance améliorée à certains types d'environnements corrosifs. Les fibres de verre ECR offrent une meilleure résistance à long terme aux acides et une résistance à court terme aux alcalis[98].

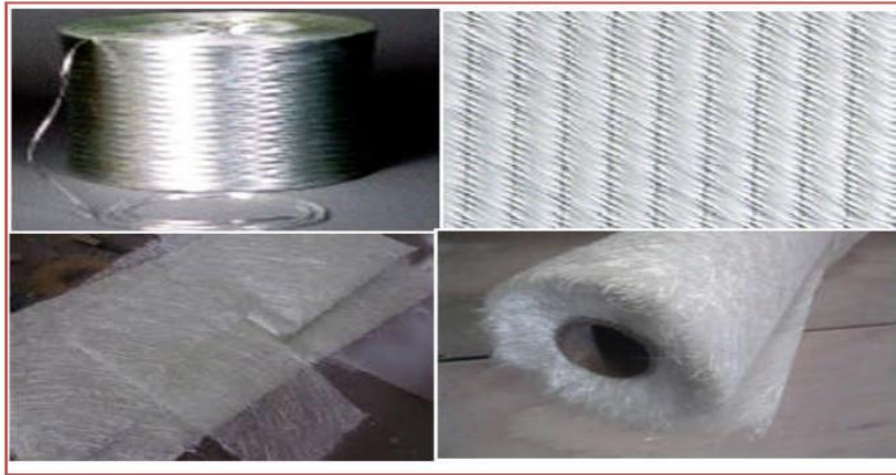


Figure I.25: Différent type de fibre de verre .

I.6.2.2.2. Fibres de basalte

Les fibres de basalte sont produites à partir de roche basaltique en utilisant un matériau brut à composant unique, en tirant et en enroulant les fibres à partir du matériau fondu. Les fibres de basalte présentent une résistance à la traction et un module plus élevé, une meilleure résistance chimique, une plage de températures de fonctionnement plus étendue, et un meilleur respect de l'environnement que le verre E classique. Les fibres de basalte sont idéales pour des applications exigeantes nécessitant des températures élevées, une résistance chimique, une durabilité, une résistance mécanique et une faible absorption d'eau. La résistance des fibres influence de manière directe la résistance des composites. Toute réduction de la résistance des fibres entraînera une diminution de la résistance du composite. Un composite à haute résistance sera obtenu lorsque toutes les fibres auront des valeurs de résistance uniformes. L'orientation des fibres par rapport à l'axe de charge est également un paramètre important. L'orientation des fibres affecte directement la répartition de la charge entre les fibres et la matrice. La contribution des fibres aux propriétés du composite est maximale lorsque celles-ci sont parallèles à la direction de la charge. La résistance et la rigidité du composite seront réduites lorsque les fibres ne sont pas parallèles à la direction de la charge. L'ampleur de la réduction de la résistance et de la rigidité dépend de l'angle des fibres par rapport à l'axe de charge ou du nombre de fibres qui ne sont pas parallèles à la direction de la charge. En pratique, il est impossible d'aligner parfaitement toutes les fibres lors de la fabrication des composites [99] .

I.6.2.2.3. Fibres de carbone

Elles sont produites à partir de fibres polymères, telles que le polyacrylonitrile, qui sont d'abord tissées, puis soumises à un processus de carbonisation en plusieurs étapes sous tension. Ce processus comprend une phase d'oxydation à une température de 100 à 200

°C, suivie d'une pyrolyse à une température comprise entre 1500 et 2500 °C. On distingue deux types de fibres de carbone, voir la figure I.26:

Fibres à haute résistance (HR) : adaptées à une combustion entre 1000 et 1500 °C.

Fibres à haut module (HM) : adaptées à une température de combustion entre 1800 et 2000 °C.

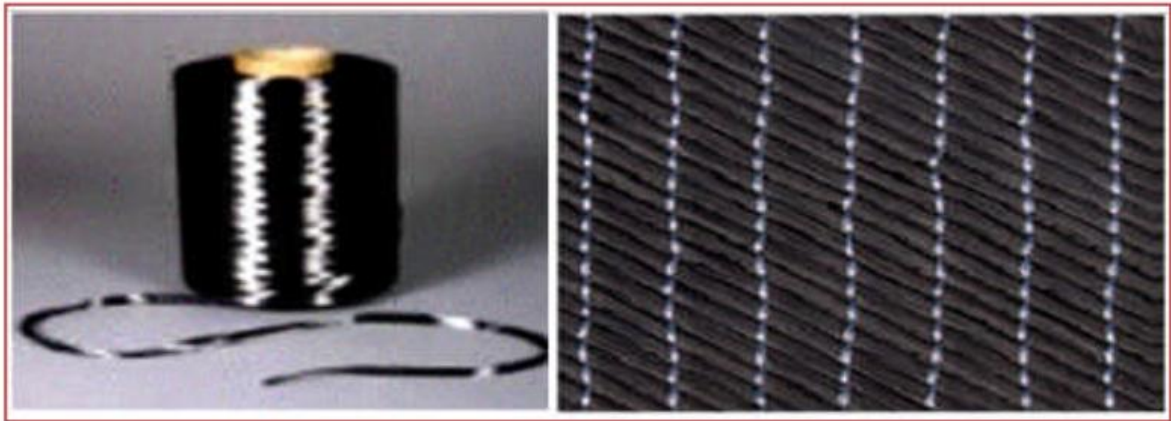


Figure I.26: les fibres de carbone.

I.6.2.2.4. Fibre d'aramide

Souvent désignée sous le nom de KEVLAR, la fibre d'aramide, au coût élevé, provient de la chimie des polyamides aromatiques. Il existe deux types de fibres d'aramide ayant des rigidités différentes :

Les fibres à bas module : utilisées pour les câbles et les gilets pare-balles.

Les fibres à haut module : employées pour renforcer les composites à haute performance.

I.6.2.2.5. Fibres métalliques

Les stratifiés métalliques à fibres (FMLs) sont des structures composites hybrides basées sur de fines feuilles d'alliages métalliques et des couches de matériaux polymères renforcés de fibres[100]. La technologie des composites fibre/métal combine les avantages des matériaux métalliques et des systèmes de matrice renforcés de fibres. Les métaux sont, par exemple, isotropes, possèdent une grande résistance au cisaillement et aux impacts, et sont faciles à réparer, tandis que les composites entièrement en fibres ont d'excellentes caractéristiques de fatigue ainsi qu'une résistance et une rigidité élevées. Les caractéristiques de fatigue et de corrosion des métaux ainsi que la faible résistance au cisaillement, la résistance aux impacts et la réparabilité des composites peuvent être surmontées par cette combinaison [101].

I.6.2.3.Fillers

Les charges minérales sont couramment associées aux résines polyester pour répondre à divers objectifs : renforcer la rigidité, optimiser les coûts de production, simplifier les étapes de moulage et attribuer des caractéristiques spécifiques aux pièces fabriquées. Généralement incorporées à hauteur de 50 % du poids de la résine, ces charges peuvent cependant altérer la résistance mécanique (flexion et traction) du composite. Leur utilisation s'avère particulièrement avantageuse pour le moulage de pièces épaisses, limitant l'accumulation de chaleur exothermique. Certaines charges améliorent également la résistance au feu du matériau. Ces charges apportent des bénéfices économiques, esthétiques ou fonctionnels, notamment dans les tuyaux en fibre de verre. Les plus répandues sont le carbonate de calcium (agent de remplissage économique pour des applications non critiques), l'aluminosilicate (argile) et le sable siliceux. Ce dernier augmente la rigidité des tuyaux, réduit la quantité de résine nécessaire et diminue les coûts. À dosage maîtrisé, ces charges limitent le retrait lors de la polymérisation et améliorent la résistance à l'eau et aux conditions climatiques

I.6.3. Durabilité des matériau composites

Les composites renforcés de fibres (CRF) sont largement utilisés dans diverses industries telles que la marine, l'automobile, l'énergie éolienne et l'aérospatiale, en raison de leur haute rigidité et de leur résistance spécifiques [102]. En milieu marin, les CRF sont soumis à des conditions environnementales variées, telles que l'eau de mer, les fluctuations de température, les rayonnements UV, les coups de foudre et les contraintes mécaniques [103]. L'exposition prolongée des CRF à ces conditions extrêmes peut provoquer des modifications physiques et chimiques, telles que l'expansion anisotrope, la plastification, le gonflement, l'hydrolyse de la matrice et la perte de masse. L'altération chimique et le délaminage de l'interface fibre/matrice entraînent une dégradation des propriétés mécaniques, pouvant affecter leurs performances structurelles [104]. Plusieurs chercheurs ont étudié l'effet de l'environnement marin sur le comportement mécanique des CRF à base de thermodurcissables (TS) et de thermoplastiques (TP)[105].

En service, l'absorption d'humidité dans les CRF peut entraîner un gonflement, affaiblissant la liaison interfaciale entre le renforcement et la matrice polymère. Cet affaiblissement de l'interface peut entraîner une dégradation des propriétés de traction et de compression des CRF, telles que la rigidité, la résistance et les déformations à la rupture [106]. De même, Akar et Cesim, ont étudié le comportement à la traction et à la compression des composites E-verre/époxy dans un environnement hygrothermique, constatant une réduction significative des propriétés de traction et de compression avec le vieillissement[107]. Angrizani et al, ont rapporté l'effet combiné du vieillissement hygrothermique et de la charge mécanique sur les composites verre/époxy, montrant une

baisse plus importante de la résistance à la traction et à la compression des CRF vieillies par rapport aux CRF non vieillies, en raison de l'effet délétère sur l'interface[108].

Dans un environnement hygrothermique, l'absorption d'humidité provoque des fissures dans la matrice et le délaminage de l'interface fibre/matrice, ce qui réduit la résistance à la flexion des CRF [109]. L'humidité absorbée par les CRF affaiblit la matrice et l'interface fibre/matrice, réduisant ainsi la capacité du matériau à résister aux charges de flexion. Par conséquent, cela augmente la susceptibilité à la fissuration ou à la fracture sous des charges de flexion.

I.6.3.1. Corrosion des polymères

La corrosion c'est le processus de dégradation d'un matériau causée par le milieu environnant via un processus non mécanique. Ce terme soit principalement associé aux métaux, il peut également concerner les polymères, pour lesquels on mieux privilégie toutefois le terme "vieillessement". Contrairement aux métaux, les polymères ne subissent pas de corrosion électrochimique. Par ailleurs, leur altération est généralement moins visible à court terme, ce qui explique l'usage du mot "vieillessement" pour ce phénomène[110].

I.6.3.2. Vieillessement chimique des polymères

Le vieillissement chimique des polymères est un phénomène de dégradation entraînant des modifications de la structure chimique des macromolécules sous l'effet de l'environnement. Ce vieillissement peut être de plusieurs sort , thermochimique, photochimique, radiochimique, biochimique ou purement chimique [111].

I.6.3.2.1. Hydrolyse

L'hydrolyse des groupements ester présents dans les polyesters tridimensionnels et les vinylesters peut être catalysée aussi bien par des milieux acides que basiques. Des études ont montré que l'hydrolyse des vinylesters est nettement plus rapide en présence d'ions OH^- , indiquant une prédominance du mécanisme en milieu alcalin, tandis qu'en environnement acide, le processus reste beaucoup moins marqué [112]. Le mécanisme général de l'hydrolyse est illustré selon l'équation (20). Cette réaction provoque généralement une rupture aléatoire des chaînes macromoléculaires, ce qu'on appelle une coupure statistique. Cette dégradation aléatoire entraîne une réduction de la masse molaire moyenne, accompagnée d'une diminution notable des propriétés mécaniques à la rupture, telles que la contrainte et l'allongement à rupture, (voir figure I.27) [113]. En revanche, les propriétés élastiques comme le module d'élasticité ou le seuil d'écoulement sont peu affectées. Lorsqu'elle se produit à l'état solide, la dégradation influence principalement la phase finale du comportement mécanique, avec des effets qui varient selon la durée de vieillissement.

Certains chercheurs soulignent que l'étude expérimentale de l'hydrolyse est complexe, car ce phénomène est souvent couplé à d'autres processus physiques tels que la plastification, le gonflement ou encore l'extraction[110]. En lien avec les interactions entre le matériau et son environnement liquide ou solvants. Pour quantifier expérimentalement la vitesse d'hydrolyse, d'autres auteurs proposent de mesurer la différence entre le gain de masse à l'état humide et la perte de masse après reconditionnement de l'échantillon à son état initial[114].

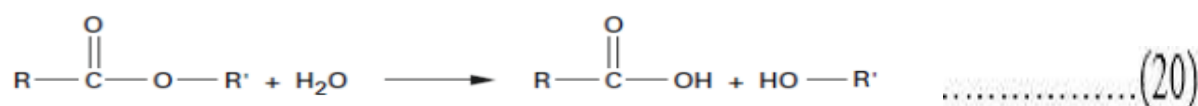


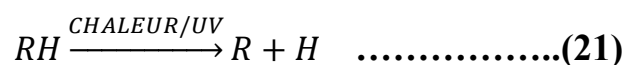
Figure I.27: Ruptures aléatoires dans un polymère tridimensionnel [113].

I.6.3.2.2. Oxydation

L'oxydation des polymères est un phénomène de dégradation chimique causé par la réaction du matériau avec l'oxygène de l'air ou des milieux environnants. Elle produit des modifications structurales dans les chaînes polymériques, ce qui peut affecter leurs propriétés mécaniques, thermiques et esthétiques. Le mécanisme général est composé de plusieurs phases : L'amorçage, la propagation et la terminaison. Ces trois phases sont des étapes fondamentales des réactions radicalaires impliquées dans les polymères, notamment lors de leur synthèse (comme dans la polymérisation radicalaire) ou de leur dégradation (comme l'oxydation ou la dégradation thermique).

I.6.3.2.3. Amorçage

C'est la phase première où des espèces réactives, souvent des radicaux libres, sont engendré pour démarrer la réaction chimique. Sous l'effet de la chaleur, de l'oxygène ou du rayonnement UV, l'absorption d'énergie (chaleur ou UV) provoque la rupture de la liaison C-H, générant des radicaux libres $R\bullet$ et $H\bullet$, ce qui amorce le processus de dégradation des polymères (comme les résines des composites), est donné par l'équation (21).



I.6.3.2.4. Propagation

Lorsque les radicaux libres formés, ils réagissent avec d'autres molécules, comme les monomères ou les segments de polymère, pour continuer la réaction.

I.6.3.2.5. Terminaison

La réaction cesse lorsque les radicaux libres se combinent pour générer des produits stables, interrompant ainsi le processus de croissance ou de dégradation.

La durabilité chimique des résines utilisées dans les composites

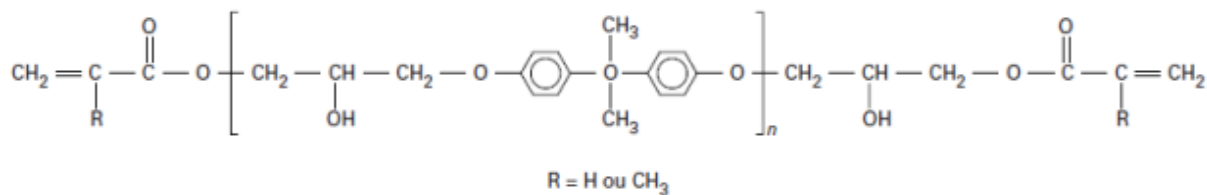
I.6.4. Durabilité chimique de la résine polyester

Les résines polyester, largement utilisées dans les composites, sont synthétisées à partir de divers polyols (propylèneglycol, diéthylèneglycol, etc.) et acides (maléique, fumarique, isophtalique, etc.). Ces matières premières Donnent des propriétés spécifiques aux résines : par exemple, le bisphénol A hydrogéné ou oxyalkylé améliore la résistance anticorrosive, tandis que l'acide isophtalique renforce la résistance à l'eau et à certains agents chimiques [115]. leur structure présente deux point de faibles, Les fonctions ester, situées dans la chaîne principale des polyesters, peuvent être hydrolysées en petites molécules qui se dissoudre facilement dans le milieu environnant, rendant le matériau plus sensible à l'hydrolyse. En plus, les ponts polystyrène sont fragiles aux oxydants et aux solvants, ce qui entraîne une dégradation du réseau tridimensionnel et une détérioration des propriétés mécaniques. Plusieurs auteurs ont été étudié l'hydrolyse des pré-polymères de résines polyester et ont montré que l'analyse de ce phénomène par des méthodes physico-chimiques, telles que la spectrométrie IR et le titrage acide-base, donne une estimation de la résistance globale à l'hydrolyse des résines[116, 117].le structure de la résine polyester isophtalique insaturée permet d'obtenir des résines aux propriétés mécaniques et chimiques supérieures, notamment en résistance à l'hydrolyse et à la corrosion, par rapport aux résines orthophtaliques [118].

I.6.5. Durabilité chimique de la résine vinylester

Les résines vinylesters sont produites par l'addition d'un acide carboxylique à une résine époxy, comme le bisphénol A ou la novolaque, voir l'équation (22). Kumosa et al, ont étudié la sévérité des milieux en fonction des résines en analysant l'évolution de l'aire des fibres exposées en surface (par analyse d'images) selon la durée d'exposition à l'acide nitrique pour divers échantillons, ces résultats interprétés dans la figure I.28, ces auteurs n'ont trouvée aucune indication de dégradation ou de modification de la résine par l'acide nitrique. En effet, l'aire des fibres exposées en surface reste presque constante quelle que soit la durée d'exposition[119]. Ces résultats confirment que les réactions d'hydrolyse sont habituellement catalysées par des bases. D'autres auteurs ont étudié le vieillissement des résines vinylester après 16 mois d'exposition à l'HCl et au H₂SO₄ à 80°C, en utilisant la spectrométrie IR. Il ont remarqué une légère diminution de la bande d'absorption à 1296 cm⁻¹ (correspondant à la vibration du groupement C-O de l'ester) et

constaté que la température de transition vitreuse (T_g) du matériau était restée stable [112].



.....(22)

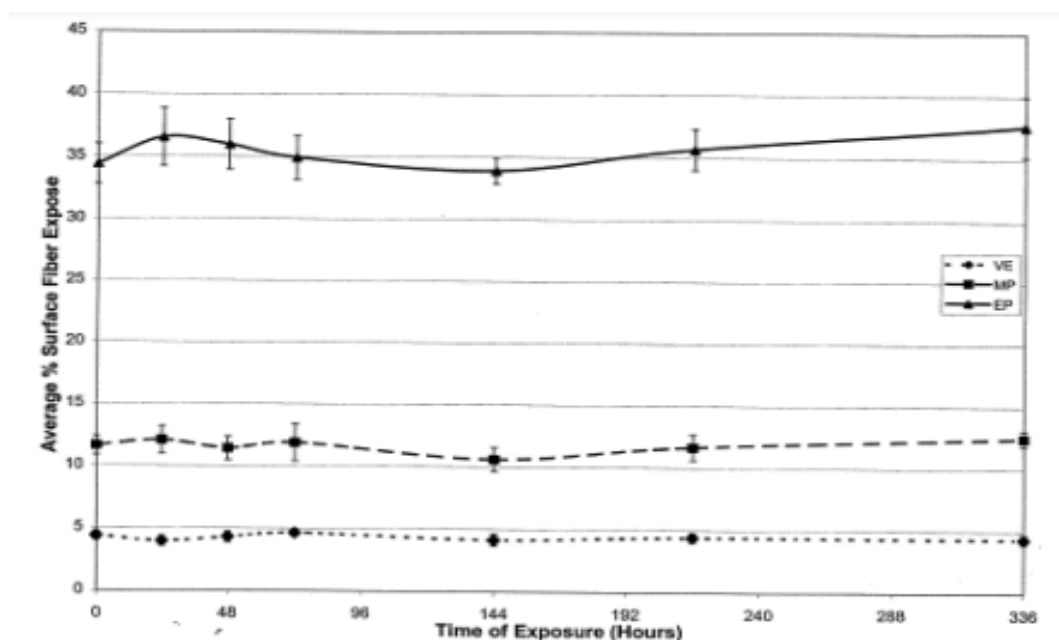


Figure I.28: Surface moyenne des fibres exposées pour chaque matériau en fonction de la durée d'exposition à une solution d'acide nitrique[119].

**Chapitre II :
Diagnostic de réseaux d'assainissement
de Touggourt le cas de la ville de Témacine**

II.1. Introduction

La croissance démographique continue ainsi que l'augmentation des infrastructures publiques placent les techniciens dans une lutte permanente contre le temps pour réaliser toutes les installations hydrauliques nécessaires à l'évacuation des eaux usées dans les meilleures conditions et à moindre coût. Cependant, dans certains cas et pour des raisons d'urgence, des extensions du réseau d'assainissement sont réalisées sans étude approfondie, ce qui entraîne des problèmes futurs dans le fonctionnement du système. Pour résoudre ces problématiques et offrir une vision prospective du réseau d'assainissement de la commune de Témachine, cette recherche propose une étude analytique de l'état actuel du réseau. Il s'agit d'identifier les points critiques, de les traiter, d'évaluer la capacité des exutoires actuels à absorber les débits actuels et futurs, et de proposer des solutions adaptées, notamment pour les extensions futures prévues dans le Schéma Directeur d'Aménagement et d'Urbanisme de la municipalité de Témachine, élaboré en 2010.

II.2. Aperçu historique et fondation de la ville

La ville de Témachine est l'une des villes les plus importantes de la région de Wadi Righ dans la zone saharienne. L'histoire de la municipalité de Témachine est étroitement liée à celle de Wadi Righ, qui témoigne de l'installation et du peuplement humain dans cette région. Le territoire de Wadi Righ représente un corridor naturel jouant un rôle de liaison entre le Nord et le Sud, en tant que carrefour commercial stratégique.

II.2.1. Fondation de la ville

La création de la ville remonte à l'an 200 de l'Hégire, pendant la période des conquêtes islamiques en Afrique du Nord. Son origine est associée à l'arrivée d'un détachement militaire dirigé par Oqba Ibn Nafi. L'appellation Témachine trouve ses racines dans cette expédition militaire. En effet, lors du choix de l'actuel site de la colline du Palais (Hadabat El Ksar) pour y établir un campement sécurisé, les soldats effectuèrent une tournée d'inspection autour du périmètre tout en récitant la sourate Yâ-Sîn (Coran, chapitre 36). À la fin de cette tournée, ils achevèrent la récitation et s'exclamèrent : Ici, la sourate Yâ-Sîn a été accomplie Houna Tamat Sourat Yâssine . De cette expression dérive le nom Tamt Yassine qui, avec le temps, s'est transformé en Témachine.

II.3. Situation géographique

La commune de Témachine est l'une des circonscriptions administratives (daïras) de la wilaya de Touggourt, comprenant également la commune de Bled Amar. Elle constitue un territoire clé dans les interactions spatiales de la wilaya de Touggourt, notamment grâce à :

La route nationale N°03 : axe reliant le Nord et le Sud.

La route wilaya N°308 : reliant la route nationale N°03 à la route wilaya N°309.

Chapitre II: Diagnostic de réseaux d'assainissement de Touggourt le cas de la ville de Témachine

La route wilaya N°309 : connectant Touggourt à Blidet Amor .

Le siège de la commune de Témachine se situe à :10 km du chef-lieu de la wilaya deTouggourt, 650 km d'Alger, la capitale.

II.3.1. Délimitation territoriale

Au nord : la commune de Nezla.

Au sud : la commune de blidet amor

À l'est : la commune d'El-Mengueur.

À l'ouest : la commune d'El-Alia

II.3.2. Localisation géographique

La commune de Témachine se situe au sein du bassin de l'Oued Righ, dont elle constitue l'une des composantes essentielles, notamment sur les plans culturel et historique (avec le Ksar de Témachine et la Zaouia Tidjania. Elle occupe la limite sud de 'Oued Righ, dans un corridor naturel reliant le Nord et le Sud, au confluent de l'Oued Mia et de l'Oued Aarar.

Ses coordonnées géographiques s'étendent :

Entre les lignes de latitude 32°55' et 33°05' Nord.

Entre les lignes de longitude 5°54' et 6°18' Est.

La commune couvre une superficie totale de 300 km²

II.4. Relief et topographie de la région

De manière générale, la région de l'Oued Righ se caractérise par une concentration urbaine située sur le lit de l'oued. La commune de Témachine présente un relief à faible dénivelé, classé dans la catégorie des pentes douces (0-3 %), à l'exception de certaines collines comme le site de l'ancien Ksar, le sommet situé à l'est du lac et le quartier de Sidi Amer. Globalement, les reliefs de la commune ne représentent que 5,58 % de sa superficie totale. Le territoire est principalement composé de dunes sableuses, d'oasis de palmiers et de zones de chotts (étendues salées). La platitude dominante de la région engendre des défis pour le drainage des eaux et l'évacuation des eaux usées.

II.4.1. Géologie de la région

La formation géologique de la région de Témachine est d'origine sédimentaire, constituée de dépôts datant du Quaternaire, composés d'argile et d'argile sableuse. Ces matériaux résultent de l'accumulation de débris rocheux transportés et déposés sous l'effet de l'érosion et de l'altération, formant notamment des accumulations de dunes sableuses, en particulier dans la partie orientale. Sur le plan tectonique, la région appartient à la plateforme saharienne (zone stable), caractérisée par une absence de failles, de fractures et de mouvements tectoniques majeurs. Cette stabilité géologique explique l'absence de reliefs marqués et de phénomènes sismiques significatifs dans la zone.

II.5. Estimation de la population future et perspective

Pour l'estimation de la population future, voir le tableau II.01, les taux de croissance suivants ont été appliqués :

Chapitre II: Diagnostic de réseaux d'assainissement de Touggourt le cas de la ville de Témacine

2,6 % pour le court terme, conformément au Schéma Directeur d'Urbanisme de la commune de Témacine (2010), 2,4 % pour le moyen terme et 2,2 % pour le long terme, basés sur les taux de croissance démographique fournis par le service des statistiques de la commune de Témacine pour les années 2018, 2019, 2020 et 2021.

La projection a été réalisée à l'aide de la formule :

$$Pf = P0 \times (1 + t)^n$$

Où :

Pf : Population future pour l'horizon visé.

P0 : Population de l'année de référence (2022).

t : Taux de croissance annuel.

n : Nombre d'années entre l'année de référence et l'horizon visé.

Tableau II.01 : Estimation de la population de la ville de Témacine.

Unité	Année de référence (2022)	Court terme		Moyen terme		Long terme		
		2022	2027	2028	2033	2034	2040	2050
Commune de Témacine	26200	26200	29788	30207	34010	34019	38764	48187
Taux de croissance		2,6 %		2,4 %		2,2 %		

II.6. Estimation du débit des eaux usées

L'estimation du débit s'appuie sur la consommation quotidienne moyenne en eau potable, fixée initialement à 250 litres par jour et par habitant. Cette valeur de base est appelée à croître dans les années à venir, conformément aux prévisions d'évolution démographique et aux changements dans les modes de vie. Dans cette approche, il est supposé que 80 % de l'eau consommée est rejetée sous forme d'eaux usées domestiques. Ce coefficient de restitution est couramment utilisé dans les études hydrauliques et sanitaires pour représenter les pertes minimales dues à l'évaporation, à l'arrosage, ou à d'autres usages non collectés par le réseau d'assainissement. Par ailleurs, une majoration de 30 % du volume total des eaux usées domestiques est prise en compte pour représenter les déversements provenant des équipements publics (établissements scolaires, administrations, infrastructures sportives, etc.). Cette estimation permet d'obtenir une valeur plus représentative du débit global des eaux usées urbaines à traiter. Le tableau II.02, de synthèse permet de présenter l'évaluation des débits d'eaux usées pour l'année de référence ainsi que les projections pour les horizons futurs, en tenant compte de la croissance de la population et de l'évolution des consommations unitaires.

Chapitre II: Diagnostic de réseaux d'assainissement de Touggourt le cas de la ville de Témachine

Tableau II.02 : Estimation des débits d'eaux usées actuel et pour les horizons futurs.

Horizon	Nombre d'habitants	Consommation quotidienne l/j	Qmoy l/j	QEquipement 0.3 Qmoy m3/j	Q Total M ³ /j	Q Rejet 0.8 QT M ³ /j
2022	26200	250	6550.00	1965.00	8515.00	6812.00
2027	29788	260	7744.88	2323.464	10068.34	8054.67
2033	34010	270	9182.70	2754.81	11937.51	9550.01
2040	38764	280	10853.92	3256.176	14110.09	11288.08
2050	48187	300	14456.10	4336.83	18792.93	15034.34

II.7. Inspection des écoulements rejetés au niveau des points de déversement et évaluation de leur situation

Le réseau d'assainissement de la ville de Témachine comporte 10 points de rejet dans le canal de l'oued Righ, le 11 point étant situé au niveau de la station d'essais. Le tableau II.03, résume les caractéristiques de tous les rejets des eaux usées de Témachine, ses figures de 01-10 et leurs coordonnées dans l'annexe 01. Les points de rejets versent directement vers le canal de l'oued Righ, sans traitement préalable. Les diamètres des conduites varient de 250 mm à 800 mm, et les matériaux sont principalement en PRV (Polyester Renforcé de Verre), PVC, PEHD, PEHD ondulé et AC (Amiante-Ciment). La majorité des points de rejet ne disposent pas d'un ouvrage de rejet aménagé (structure de sortie).

Tableau II.03 : Caractéristiques des points de rejet des eaux d'assainissement de Témachine.

Rejet	Quartier	Diamètre	Remarques
Rejet N°1	Connecté à un fossé secondaire débouchant directement dans le canal de l'oued Righ. Reçoit les eaux usées des quartiers Lalla Mana et Tamelhat.	800 PRV	Le point de rejet est équipé d'un exutoire.
Rejet N°2	Zone de Bourouba. Reçoit les eaux usées des quartiers Tamelhat et Zawiya Tidjania.	500 PRV	Le point de rejet est équipé d'un exutoire.

Chapitre II: Diagnostic de réseaux d'assainissement de Touggourt le cas de la ville de Témachine

Rejet N°3	Près de la zone des palmeraies de Mekchicha. Reçoit les eaux de la Zawiya Tidjania et du quartier Tamelhat.	315 PVC	Ouvrage de rejet en mauvais état
Rejet N°5	Près de l'abattoir municipal. Reçoit les eaux du quartier Kodia et de l'abattoir.	300 AC	Le point de rejet est équipé d'un exutoire.
Rejet N°6	Près du lotissement Kodia. Reçoit les eaux usées du quartier Kodia.	300 AC	Ouvrage de rejet en mauvais état
Rejet N°7	Près du lotissement nord-est du quartier Kodia. Reçoit les eaux usées de Kodia et de Témachine.	400 PVC	Le point de rejet est équipé d'un exutoire.
Rejet N°9	Près du lac de Témachine. Reçoit les eaux usées de la zone est du quartier Bohour.	250 PEHD	Le point de rejet est équipé d'un exutoire.
Rejet N°10	Près du lac de Témachine. Reçoit une grande partie des eaux usées du quartier Bohour.	800 PEHD ondulé	Le point de rejet est équipé d'un exutoire.

Remarque : le rejet 11 Station d'essais, son diamètre 250 mm, en PEHD (Polyéthylène Haute Densité), conçu pour une pression de 10 bars. Située à proximité du palais de Témachine reçoit une partie des eaux usées des logements situés près du palais.

II.7.1. Analyse hydraulique des rejets d'eaux usées de la ville de Témachine

Le tableau II.04, présente les caractéristiques hydrauliques principales des 11 points de rejet du réseau d'assainissement de la commune de Témachine. Chaque rejet est identifié

Chapitre II: Diagnostic de réseaux d'assainissement de Touggourt le cas de la ville de Témachine

par son numéro (R1 à R11), et les données incluent le débit moyen journalier (m^3/j), le rayon hydraulique (m) ainsi que le diamètre de la conduite (mm). Ces informations permettent d'évaluer la capacité du réseau à évacuer les eaux usées dans des conditions de fonctionnement normales. Il faut noter que le rejet R4 représente à lui seul plus de 40 % du débit total, ce qui souligne son importance stratégique. Les rejets R9 et R10 ont également des contributions significatives au volume total des effluents. La somme totale des débits journaliers atteint environ 5 577 m^3/j , ce qui constitue une charge importante pour le canal de rejet et souligne la nécessité d'un traitement préalable.

Tableau II.04 : Estimation des débits des rejet à Témachine.

Rejet	Diamètre (mm)	Rayon hydraulique	Débit (m^3/j)
R1	800	0,248	284,585024
R2	500	0,155	162,525714
R3	315	0,09765	222,806611
R4	800	0,248	2276,68019
R5	300	0,093	120,704487
R6	300	0,093	124,866711
R7	400	0,124	179,277331
R8	400	0,124	206,168931
R9	250	0,0775	1535,77177
R10	500	0,155	373,809143
R11	250	0,0775	89,5866864
Somme			5576,7826

II.8. Caractéristiques des conduites et des regards utilisées dans le réseau d'assainissement à Témachine

En raison de l'agressivité particulière des sols de la ville de Témachine, l'ensemble des ouvrages d'assainissement, tels que les regards et les conduites, sont réalisés en béton formulé avec du ciment de type CRS (ciment résistant aux sulfates). Les regards sont généralement implantés tous les 30 mètres environ. Par ailleurs, le choix des conduites d'assainissement prend en compte plusieurs critères, notamment le niveau de la nappe phréatique, les charges appliquées, les caractéristiques techniques des conduites disponibles, la pente du terrain ainsi que le débit d'évacuation des eaux usées dans les collecteurs.

Les données suivantes présentées sur le tableau II.05, fourni une vue d'ensemble des longueurs cumulées et du nombre total de branchements actuellement installés sur l'ensemble du périmètre urbain de la ville de Témachine. Ces informations sont essentielles pour l'analyse de la couverture du réseau et pour évaluer la capacité actuelle

Chapitre II: Diagnostic de réseaux d'assainissement de Touggourt le cas de la ville de Témacine

des infrastructures à répondre aux besoins de la population. Elles servent également de référence pour les études de dimensionnement, les projets d'extension du réseau, ainsi que pour l'optimisation de la gestion technique du patrimoine hydraulique communal.

Tableau II.5 : Caractérisation des conduites et regards dans la ville de Témacine.

N° regard	D 800 mm PEH DE Ondu lé ml	D 800 mm PVC PN6 Bars ml	D 630 mm PVC PN6 Bars ml	D 500 mm PVC PN6 Bars ml	D 400 mm PEHP PN10 Bars ml	D 400 mm PVC PN6 Bars ml	D 300 mm AC Clas se 6 ml	D 315 mm PVC PN6 Bars ml	D 250 mm PEH D PN10 Bars ml	D 250 mm PVC PN6 Bars ml	D 200 mm PVC PN6 Bars ml	cité
1013	-	3310	600	1280	1260	2000	400	3173	180	18427	1200	-Sidi ameur1,2,3 -Battah -Tahrir -Wifak -430 log
49	-	-	-	-	-	60	200	-	-	400	800	-manar
390	-	700	-	-	-	750	-	350	-	5400	4500	-tamalahat -lala mana -144 log
298	500	-	-	-	-	600	350	500	-	2500	4500	-kodia -témacine -social
500	480	3530	350	900	-	2500	-	616	400	4428	2200	-bohor -témacine
2250	980	7540	950	2180	1260	5910	950	4639	580	31155	13200	total

II.9. Caractéristiques des stations existantes à Témacine

Le tableau II.06, fourni les caractéristiques des stations existantes comme (débit, hauteur manométrique, puissance des pompes, fréquence de fonctionnement, etc.), ces données sont essentielles pour garantir la continuité du transport des eaux usées. De plus une bonne caractérisation des stations permet d'anticiper les besoins futurs et d'adapter les équipements (ajout de pompes, réhabilitation, etc.). Afin d'évaluer la capacité des stations de pompage actuellement en service à prendre en charge les débits d'eaux usées générés à l'heure actuelle ainsi que ceux prévus dans un horizon futur, nous avons réalisé une série de calculs hydrauliques. Les résultats sont résumés dans les tableaux II.07, 08 et 09.

Chapitre II: Diagnostic de réseaux d'assainissement de Touggourt le cas de la ville de Témacine

Tableau II.06 : Caractéristiques des stations existantes à Témacine.

Lieu	Coordonnées de la SR X Y GS-84	Code de la SR (SR_code wilaya_n° d'ordre)	Année de réalisation	C (m ³ /j)	HM T (m)	P (m)	D (mm)	Rejet	Etat
Sidi ameur N°1	33.015002, 6.009721	SRTEM01	1996	2943.67	28.50	5.00	250	canal oued Righ	Moyen
Sidi ameur N°2	33.020415, 6.003654	SRTEM02	1995	1291.57	27.00	8.70	250	sidi ameur 01	Moyen
bohour	33.017766, 6.021261	SRTEM03	Avant 1996	1582.68	27.00	6.50	250	canal oued Righ	Moyen

C : Capacité de pompage (m³/j)

P : Profondeur la SR (m)

D : Diamètre (mm)

Tableau II.07 : Evolution des débits unitaires dans la station de Sidi Ameer 01 selon différents horizons temporels.

<i>Sidi ameur 01</i>	Q l/s	I	D theo (mm)	D existe (mm)
Qcu actuel	5.22	0.003	46.02	250
Qcu court	6.18	0.003	50.07	250
Qcu moyen	7.32	0.003	54.49	250
Qcu long	11.53	0.003	68.39	250

Tableau II.08 : Evolution des débits unitaires dans la station de Sidi Ameer 02 selon différents horizons temporels.

<i>Sidi ameur 02</i>	Q l/s	I	D theo (mm)	D existe (mm)
Qcu actuel	22.65	0.003	95.86	250
Qcu court	26.78	0.003	104.23	250
Qcu moyen	31.75	0.003	113.49	250
Qcu long	50.03	0.003	142.47	315

Chapitre II: Diagnostic de réseaux d'assainissement de Touggourt le cas de la ville de Témacine

Tableau II.09 : Evolution des débits unitaires dans la station de bohor selon différents horizons temporels.

Station BOHOR	Q l/s	I	D theo (mm)	D existe (mm)
Qcu actuel	16.78	0.003	82.51	250
Qcu court	19.84	0.003	89.72	250
Qcu moyen	23.52	0.003	97.68	250
Qcu long	37.03	0.003	122.57	250

Conclusion

D'après les calculs hydrauliques, on peut conclure que les trois stations sont capables de prendre en charge les débits actuels ainsi que ceux prévus à long terme.

II.10. Analyse SAA des matériaux Lourds dans les eaux usées

L'analyse par la Spectrométrie d'Absorption Atomique (SAA ou AAS en anglais) est une technique analytique essentielle pour détecter et quantifier les métaux lourds (plomb, cadmium, mercure, arsenic, etc.) dans les eaux usées, cette analyse a été réalisée dans le laboratoire de crapci à l'université de Ouargla. Son rôle est la prévention des risques sanitaires et environnementaux. Les valeurs illustrées dans le tableau II.10, issues de la (SAA), révèlent une contamination significative des eaux usées par plusieurs métaux lourds aux effets nocifs sur le réseau d'assainissement et sur l'environnement. Les concentrations mesurées sont détaillées dans le tableau II.10 : cadmium (Cd) à 0,2030 mg/L, cobalt (Co) à 0,1568 mg/L, cuivre (Cu) à 0,1125 mg/L, fer (Fe) à 0,1906 mg/L, nickel (Ni) à 0,5217 mg/L, plomb (Pb) à 0,0929 mg/L et zinc (Zn) à 0,2358 mg/L. Parmi ces éléments, le cadmium, le nickel et le plomb présentent des concentrations nettement supérieures aux limites recommandées par l'OMS et les normes environnementales algériennes pour les eaux usées. Le cadmium, même à très faibles doses, est un métal hautement toxique, affectant les reins et les os. Le nickel, quant à lui est toxique pour la faune aquatique dès 0,1 mg/L, et sa concentration mesurée dépasse ici les 0,5 mg/L. Le plomb, de son côté, est neurotoxique et bioaccumulatif, représentant un danger grave pour la santé humaine et l'équilibre biologique.

Ces concentrations, bien que variables, témoignent une pollution d'origine industrielle ou urbaine mal maîtrisée, compromettant non seulement le bon fonctionnement des stations d'épuration, mais aussi la durabilité des infrastructures d'assainissement. En effet, certains de ces métaux comme le fer, le cuivre, le zinc ou le nickel peuvent accélérer la corrosion des canalisations, surtout en présence de sels (chlorures, sulfates) et d'eaux acides, augmentant ainsi le risque de fuites, de colmatage ou de défaillances mécaniques du réseau. Il faut noter que ces métaux perturbent gravement le traitement biologique des eaux usées, en inhibant l'activité des micro-organismes épurateurs. Cela

Chapitre II: Diagnostic de réseaux d'assainissement de Touggourt le cas de la ville de Témacine

se traduit par une baisse significative de l'efficacité du traitement et par un rejet d'eaux insuffisamment purifiées dans le milieu naturel.

Tableau II.10: Analyse des métaux lourds (SAA) des eaux usées de la STEP de Touggourt.

	Cd mg/L	Co mg/l	Cu mg/L	Fe mg/L	Ni mg/l	Pb mg/l	Zn mg/L
Valeurs	0,2030	0,1568	0,1125	0,1906	0,5217	0,0929	0,2358

II.11. Caractéristiques physiques et chimiques des eaux usées

Le tableau II.11, ci-dessous synthétise les paramètres physico-chimiques mesurés dans les eaux usées de la STEP de Touggourt, comparés aux normes de qualité de l'eau (OMS, EPA, directives écologiques). Les résultats révèlent une pollution grave, aux impacts environnementaux et sanitaires préoccupants. La température élevée de 30,7 °C, bien supérieure au seuil recommandé (25 °C), diminue la solubilité de l'oxygène et accélère les processus biologiques. Le taux d'oxygène dissous très faible (0,9 mg/L) traduit une asphyxie du milieu aquatique, incompatible avec la vie de la majorité des organismes aquatiques. Le pH légèrement alcalin (7,91) reflète probablement l'influence de rejets industriels. La conductivité électrique extrêmement élevée (6,26 S/m, soit 62 600 µS/cm) et la salinité de 3,8 g/L indiquent une forte minéralisation, typique de rejets industriels ou d'eaux de drainage. Les concentrations en nutriments sont alarmantes : ammonium à 19,3 mg/L (hautement toxique), phosphates à 7,14 mg/L (exacerbant les blooms algaux), et azote total à 26,8 mg/L, perturbant l'équilibre écologique. La pollution organique est confirmée par des valeurs très élevées de DBO₅ (125 mg/L) et de DCO (365 mg/L), signes d'une charge organique importante, probablement issue d'eaux usées domestiques ou d'effluents agroalimentaires. Enfin, les matières en suspension (388 mg/L) traduisent une turbidité excessive, nuisible à la pénétration de la lumière et à l'habitat aquatique, tout en servant de vecteur potentiel à des contaminants dangereux.

Conclusion :

L'ensemble de ces éléments témoigne d'une dégradation avancée du milieu, nécessitant un traitement renforcé des eaux ainsi qu'un contrôle rigoureux des rejets industriels, afin d'éviter un effondrement écologique irréversible.

Tableau II. 11 : Paramètres physico-chimiques des eaux usées de la STEP de Touggourt.

désignations	significations	valeurs	unités
température	t	30.7	C°
oxygène	O2	0.9	mg/l
Potentiel d'Hydrogène PH	PH	7.91	
conductivité	CE	6.26	S/m
salinité		3.8	g/l
Nitrites	NO2	0.379	mg/l
Nitrates	NO3	1.25	mg/l
Ammonium	NH4	19.3	mg/l
Phosphore	PO4	7.14	mg/l
Matière suspension	MES	388	mg/l
Demande chimique en oxygène	DCO	365	mg/l
Demande biochimique en oxygène	DBO5	125	mg/l
Azote total	Nt	26.8	mg/l

II.12. Caractéristiques minéralogiques des eaux usées

D'après le tableau II.12, les eaux usées de la STEP présentent une minéralisation exceptionnellement élevée, caractérisée par des concentrations très fortes en sels dissous et une dureté extrême. Le Titre Hydrométrique (T.H.) atteint 4 965 mg/L, soit environ 496,5 °f, classant cette eau comme hyper-dure, bien au-delà du seuil acceptable pour les rejets (< 150 °f). Cette dureté est principalement due aux teneurs très élevées en magnésium (4 665,37 mg/L) et calcium (492,84 mg/L), suggérant une origine géologique (nappes salines) ou industrielle (rejets chimiques). Le Titre Alcalimétrique Complet (T.A.C.), de 250 mg/L (25 °f), indique une alcalinité modérée, essentiellement liée à la présence de bicarbonates. Ces valeurs favorisant ainsi la formation de dépôts de tartre (carbonates de calcium et magnésium) dans les réseaux d'assainissement, augmentant les risques de colmatage et de dégradation des conduites. La salinité très marquée se traduit par des concentrations élevées en sulfates (4 875 mg/L), chlorures (1 535,75 mg/L), sodium (1 175 mg/L) et potassium (165 mg/L). Ces niveaux dépassent largement les normes algériennes pour les eaux usées notamment pour les sulfates, dont la limite typique est fixée à 1 000 mg/L, et traduisent une possible contamination par des intrusions salines, des effluents agricoles (engrais) ou des rejets industriels.

Chapitre II: Diagnostic de réseaux d'assainissement de Touggourt le cas de la ville de Témacine

Conclusion :

- La salinité excessive et la forte teneur en magnésium compromettent la biodiversité aquatique.
- Le tartre obstrue les conduites et engendre des dysfonctionnements au sein du réseau d'assainissement
- Les sulfates et chlorures favorisent la dégradation de béton et la corrosion des armatures des infrastructures d'assainissement.

Tableau II.12 : Résultats des analyses minéralogiques des eaux usées de la STEP de Touggourt .

	T.H mg/l	Mg+2 mg/l	T.A.C mg/l	K+ mg/l	Na+ mg/l	SO4-2 mg/l	cl- mg/l	Ca+2 mg/l
valeurs	4965	4665,37	250	165	1175	4875	1535,75	492,84

T.H. (Titre Hydrométrique ou Dureté Totale) et T.A.C. (Titre Alcalimétrique Complet)

II.13. Points noirs dans le réseau d'assainissement existant

Dans le réseau d'assainissement de la ville de Témacine, les défaillances peuvent être liées à divers facteurs, notamment une pente insuffisante des canalisations 0,3%, entraînant un écoulement lent et favorisant la sédimentation des matières solides. Ce phénomène conduit à la formation de bouchons, à l'augmentation des charges organiques locales, et à des risques accrus de débordement (voir les figures II.01, II.02). D'autres causes fréquentes incluent des défauts structurels (fissures, affaissements), une insuffisance de dimensionnement (diamètre des conduites trop faible) ou encore un mauvais raccordement des branchements privés, accentuant ainsi les dysfonctionnements. Des surcharges hydrauliques peuvent survenir dans les réseaux unitaires, provoquant des déversements non contrôlés d'eaux usées dans l'environnement. Ces points noirs, souvent localisés dans les zones basses ou proches des regards de visite, nécessitent une surveillance renforcée et des interventions régulières de curage, d'inspection par caméra, ou de réhabilitation. Selon le souligne Chocat et al. (2007), l'identification et la gestion proactive de ces zones critiques sont essentielles pour maintenir la performance durable des réseaux d'assainissement, en particulier dans les contextes urbains denses ou sensibles sur le plan environnemental[121].



Figure II.01: Formation de bouchon dans une conduite dans la cité bohor.



Figure II.02: Inondation de réseau d'assainissement dans le collecteur principal cité bohor.

Chapitre II: Diagnostique de réseaux d'assainissement de Touggourt le cas de la ville de Témachine

II.13.1. Branchements individuels responsables de l'endommagement des regards

Les branchements individuels mal réalisés dans le réseau de Témachine constituent l'une des principales causes d'endommagement des regards . Ces raccordements, lorsqu'ils ne respectent pas les normes techniques en vigueur (pente, profondeur, étanchéité, orientation), peuvent générer des efforts mécaniques anormaux sur les structures des regards. Par exemple, un branchement raccordé en angle aigu ou directement contre la paroi d'un regard peut provoquer, avec le temps, des fissures, des infiltrations, voire l'effondrement partiel de la chambre de visite. De plus, l'utilisation de matériaux de mauvaise qualité, tels que des tubes plastiques fragiles (voir la figure II.03) ou mortier non hydrofuge, etc..., entraîne une dégradation accélérée des interfaces. L'absence de collet de branchement ou de manchon d'étanchéité favorise aussi les fuites et les entrées d'eaux parasites, qui augmentent la pression interne sur les parois du regard et fragilisent la structure. Par ailleurs, des raccordements trop nombreux ou mal positionnés peuvent gêner la circulation des effluents à l'intérieur du regard, entraînant des zones de stagnation et des dépôts solides, ce qui complique considérablement l'entretien des regards (voir la figure II.04). Ces défauts de conception ou d'exécution sont souvent liés à une absence de contrôle technique lors de la pose ou à des travaux réalisés sans coordination avec les services gestionnaires du réseau.



Figure II.03: Branchement mal placé dans un regard dans la cité tamalahat.



Figure II.04:Regard dégradé dans la cité elmanar.

II.13.2. Problème des regards pleins

Dans le réseau d'assainissement de Témachine, la présence de regards pleins voir les figures II.05, II.06, c'est-à-dire obstrués par des sédiments, des déchets solides ou des matières organiques, constitue un problème qui compromet à la fois la performance hydraulique et la durabilité des infrastructures. Ces regards illustrés dans le tableau II.13, conçus à l'origine comme des points d'accès pour l'inspection, la ventilation et l'entretien des canalisations, deviennent des zones de blocage lorsque leur capacité est réduite par l'accumulation de matériaux. Ce phénomène est souvent observé en l'absence de curage régulier ou dans des zones présentant un défaut de pente, ce qui favorise la décantation des solides lourds (sables, graviers, graisses). Le colmatage d'un regard empêche non seulement la bonne circulation des effluents, mais il agit également comme un point de compression qui élève localement le niveau d'eau dans le réseau, augmentant le risque de débordements en surface, et d'infiltration dans les sols adjacents. D'un point de vue structurel, la surcharge hydraulique causée par ces blocages exerce une pression sur les parois et les joints, accélérant la dégradation des matériaux (béton, maçonnerie ou PVC). Les regards pleins représentent aussi une barrière à la ventilation, favorisant l'accumulation de gaz toxiques ou corrosifs comme le H_2S (sulfure d'hydrogène), qui provoque la dégradation du béton, voir la figure II.07. Ce type de dégradation, bien documenté dans la littérature technique, peut réduire considérablement la durée de vie de l'ouvrage.

Chapitre II: Diagnostic de réseaux d'assainissement de Touggourt le cas de la ville de Témacine

Tableau II.13: Identification de tous les regards pleins au niveau de La ville de Témacine.

cité	Bohor	Sidi amer	Lotissement Sidi Amer 02	Tamalahat et Zawiya Tidjania
N� des regards	D73-D74- D43 D367-D368- D369-D370-D474- D475-	C244-C251- C252-B190- C141-	A498-A501	A15-A14-A13- A13-A12-A12- A153-



Figure II.05: Regard plein dans la cité bohor Témacine.



Figure II.06: Regard plein dans la cité social Témacine.



Figure II.07: Dégradation du béton d'un regard dans la cité Bohor.

II.13.3. Problème de dégradation du béton des regards à Témacine

Le béton utilisé pour les regards d'assainissement à Témacine est soumis à des sollicitations chimiques, mécaniques et biologiques sévères, qui entraînent une dégradation progressive de sa structure. L'une des principales causes est la corrosion par les acides, largement documentée dans les environnements d'assainissement. Ce phénomène commence par la réduction des sulfates en sulfures (H_2S) par des bactéries anaérobies dans les effluents, puis la ré-oxydation du H_2S en acide sulfurique (H_2SO_4) par des bactéries aérobies fixées sur les parois supérieures du regard. L'acide sulfurique ainsi formé attaque chimiquement la matrice cimentaire, provoquant la formation de gypse et d'ettringite expansive, entraînant une dégradation du béton. Les cycles de mouillage/séchage provoquent aussi des microfissures, facilitant la pénétration d'agents agressifs comme les ions chlorures, sulfate ou ammonium, accélèrent aussi la corrosion des armatures et la dégradation du béton, (voir les figures II.08, II.09).

Conclusion :

L'utilisation de bétons non adaptés (absence d'adjuvants hydrofuges ou d'agents pouzzolaniques, porosité élevée, mal dosage en ciment ou mal vibration) augmente les risques de dégradation des regards. L'absence d'entretien préventif et de revêtements de protection augmente cette dégradation, particulièrement dans les regards placés à l'aval du réseau, où les charges polluantes et les concentrations de gaz sont les plus élevées.



Figure II.08: Dégradation du béton et corrosion d'armatures d'un regard dans la cité lala mana Témacine.



Figure II.09: Dégradation du béton d'un regard dans la cité kodia.

II.13.4. Regards recouverts de terre à Témacine

Les regards recouverts de terre sont illustrés dans le tableau II.14, ces derniers sont aussi appelés regards enfouis, (voir les figures II.10, II.11), constituent une anomalie fréquente dans les réseaux d'assainissement, particulièrement dans les zones rurales. Cette situation engendre plusieurs problèmes majeurs sur les plans fonctionnel, hydraulique et opérationnel. En effet, l'enfouissement rend le regard inaccessible pour les opérations d'inspection, de curage ou d'entretien préventif, augmentant ainsi le risque de colmatage ou de surcharge hydraulique non détectée. En cas de dysfonctionnement, les équipes d'intervention perdent un temps précieux à localiser ces regards, ce qui retarde les réparations et aggrave les conséquences telles que débordements, inondations et nuisances sanitaires. D'un point de vue structurel, la pression supplémentaire exercée par la terre sur les composants du regard (cône, dalle de couverture, parois) peut, à long terme, provoquer des fissures, des infiltrations d'eaux parasites, voire un affaissement localisé, surtout si le regard n'a pas été conçu pour supporter cette surcharge. En plus, les regards enfouis ne remplissent plus leur fonction d'aération ou d'équilibrage de pression dans le réseau, favorisant ainsi l'accumulation de gaz toxiques (H_2S , CH_4) et augmentant le risque de corrosion interne du béton ainsi que d'émission de gaz nocifs. Cette problématique résulte souvent d'un manque de suivi cartographique précis. Il est donc crucial de nous mettre à jour les données géoréférencées et de mener une campagne de détection des regards enterrés à l'aide de techniques de sondage manuel, afin de rétablir un accès normal au réseau. Parallèlement, il est recommandé d'installer des tampons visibles, adaptés aux contraintes de la voirie et résistants aux charges roulantes, pour prévenir tout recouvrement accidentel.

Chapitre II: Diagnostic de réseaux d'assainissement de Touggourt le cas de la ville de Témacine

Tableau II.14 :Tableau récapitulative des regards enfouis à Témacine.

cité	bohour	kodia	social	manar	Sidi amer	Sidi Amer 02	wifak et batah	Lala mana	Tamelah at zaouia tijania
N° des rega rds	D42- D48- D28- D29- D30- D32- D12- D324- D325- D425	C578 -	B416 - B434 - B435 - B436 - B417 - B439 - B440 - B428 - B431 - B399 - B400 - B401 -	B322 - B323 - B324 - B325 - B326 - B327 - B328 - B329 - B330 -E09- E10- P15- P16-	C195 - C196 - C197 - C198 - C199 - C200 - C201 - C202 - C203 C58- C277 -	A584 - A585 - A586 - A587 - A493 - A484 - A483 - A495 - A496 - -	A800 - A801 - A802 - A799 - A783 - A778 - A694 - A695 - A696 -	A449 - A415 - A450 - A405 - A406 - A408 - A409 -	A105- A106- A106- A107- A134- A38- A57- A130-



Figure II.10: Un regard enfouis dans la cité lala mana Témacine.



Figure II.11: Un regard enfoui dans la cité wifak Témacine.

Chapitre II: Diagnostic de réseaux d'assainissement de Touggourt le cas de la ville de Témacine

II.13.5. Insuffisance de dimensionnement dans le réseau d'assainissement des eaux usées à Témacine

le mauvais dimensionnement de réseau d'assainissement des eaux usées à Témacine constitue un défaut majeur susceptible de compromettre le bon fonctionnement global du système. Ce problème apparaît lorsque les conduites, regards ou stations de relevage ne sont pas adaptés pour acheminer les volumes d'eaux usées produits par les habitants, les activités économiques ou les établissements publics raccordés au réseau. Cette situation résulte souvent d'une sous-estimation initiale de la charge polluante, d'une urbanisation non maîtrisée ou d'un manque de mise à jour des infrastructures face à l'évolution démographique. Les conséquences directes incluent des refoulements fréquents dans les habitations, des engorgements du réseau et des débordements par les tampons de regards, entraînant des risques sanitaires et une dégradation des voiries. En plus un réseau sous-dimensionné fonctionne en permanence en surcharge hydraulique, ce qui accélère l'usure des conduites et favorise la formation de gaz corrosifs, tels que le sulfure d'hydrogène, qui détériorent particulièrement les bétons. En amont, une capacité insuffisante des collecteurs peut provoquer une accumulation excessive de matières solides, conduisant à une sédimentation importante et à des colmatages. Ce dysfonctionnement complique l'entretien et augmente les coûts d'exploitation. Dans les systèmes équipés de postes de relevage, le sous-dimensionnement peut également se traduire par un fonctionnement anormal des pompes, caractérisé par des cycles trop fréquents, des surcharges électriques et des pannes mécaniques. Pour remédier à ces problèmes, il est essentiel de réaliser des diagnostics hydrauliques et fonctionnels basés sur des mesures de débit réelles et des prévisions de charge actualisées. Dans le cadre de cette étude, nous avons réalisé des prévisions actualisées des charges hydrauliques et polluantes du réseau d'assainissement, en tenant compte des hypothèses d'évolution démographique et d'urbanisation propres. Ces projections couvrent deux horizons temporels : actuel et le court terme (5 ans), voir le tableau II.15. Il faut noter que plusieurs tronçons du réseau d'assainissement présentent des insuffisances en capacité ou des dégradations susceptibles de compromettre le bon écoulement des eaux usées. Ainsi, les sections à réhabiliter ou à redimensionner ont été identifiées pour chaque quartier, conformément aux priorités établies dans le cadre du plan d'urgence.

Tableau II.15 : Tronçons nécessitant une réhabilitation immédiate ou à court terme.

Cité	Echéance	N° Regards	Ancien Diamètre	Nouveau Diamètre	Long (ml)
bohaur	Court Terme	R70 - R58	Ø400 PVC	Ø500 PVC	420
kodia	Court Terme	C554 - C539	Ø250 AC	Ø315 PVC	180

Chapitre II: Diagnostic de réseaux d'assainissement de Touggourt le cas de la ville de Témacine

social	Court Terme	B419 - B413	Ø250 AC	Ø315 PVC	260
tamelahat	Court Terme	A82 - A39	Ø250 PVC	Ø315 PVC	500
	Court Terme	A12 - A01	Ø315 PVC	Ø400 PVC	485
Lala mana	Court Terme	A201 - P14	Ø250 PVC	Ø400 PVC	690
manar	Actuel	B259 -P24	Ø250 PVC	Ø315 PVC	245
	Court Terme	B312 - P12	Ø250 PVC	Ø315 PVC	350
Sidiamer 2	Actuel	A579 - P41	Ø250 PVC	Ø315 PVC	250
batah	Actuel	A692 -P'50	Ø250 PVC	Ø400 PVC	70
Sidi amer	Actuel	C53 - C24	Ø400 PVC	Ø500 PVC	910
	Court Terme	C203 - C183	Ø300 AC	Ø400 PVC	440
wifak	Actuel	A737 - P50	Ø250 PVC	Ø315 PVC	350
	Court Terme	A886 - P53	Ø315 PVC	Ø400 PVC	600

Chapitre III :
Maintenance des réseaux d'assainissement

III.1. Introduction

Les réseaux d'assainissement urbains (RAU) regroupent un ensemble d'infrastructures hydrauliques, conduites, regards, puisards, stations de pompage, bassins de retenue et ouvrages de contrôle, dont l'objectif principal est de collecter et d'évacuer les eaux usées vers des stations de traitement ou des zones de rejet adaptées. Leur conception répond à deux enjeux majeurs :

Hygiène publique : Éliminer les eaux domestiques et industrielles pour prévenir la pollution des écosystèmes.

Sécurité urbaine : Contrôler les eaux pluviales afin d'éviter les inondations et protéger les populations.

Ces eaux sont acheminées vers une station de traitement en aval. En cas de saturation de la station, les surplus sont rejetés via des déversoirs d'orage : C.S.O (Combined Sewer Overflow) pour les réseaux unitaires et SSO (Storm Sewer Overflow) pour les systèmes pluviaux. Il est important de rappeler l'existence de trois types de réseaux :

III.1.1. Réseau séparatif

Deux réseaux indépendants, l'un pour les eaux usées domestiques/industrielles, l'autre pour les eaux pluviales et d'infiltration.

III.1.2. Réseau pseudo-séparatif

Une version du séparatif où l'égout sanitaire intègre aussi les eaux de toiture et de drainage.

III.1.3. Réseau unitaire

Un système unique collectant toutes les eaux, équipé de régulateurs déversant directement l'excédent non traité dans le milieu naturel.

Les réseaux séparatifs sont aujourd'hui critiqués pour leur coût élevé et leur complexité (Chocat, 1997), les limitant aux zones peu densifiées à faible pollution pluviale. L'évacuation gravitaire reste dominante, dépendant de paramètres comme la pente, les matériaux ou les dimensions des canalisations. La conception des RAU repose sur un compromis économique entre coûts de construction, niveau de service attendu et risques de débordement. Cependant, l'urbanisation accélérée et le vieillissement des infrastructures ont deux problèmes majeurs :

Le dépassement de capacité, nécessitant des travaux de réhabilitation hydraulique.

L'usure, pouvant être atténuée par un entretien régulier.

Enfin, la gestion des eaux pluviales intègre des modèles probabilistes d'occurrence des précipitations, contrairement aux eaux usées dont le flux dépend principalement de la consommation maximale, avec des infiltrations généralement modérées.

III.2. Dégradation des réseaux d'assainissement

Il s'agit de la détérioration progressive des infrastructures composant les réseaux d'assainissement urbains (RAU), causée par des facteurs physiques, chimiques, biologiques ou environnementaux. Cette dégradation se manifeste par des fissures, de la corrosion, des effondrements partiels, des obstructions, ou encore une usure des matériaux (canalisations, regards, etc.). Elle entraîne une réduction de la capacité hydraulique, des fuites (infiltrations d'eaux parasites ou exfiltration d'eaux polluantes), des débordements fréquents, et une inefficacité globale du système. Les causes incluent :

- Le vieillissement naturel des matériaux.
- Les contraintes mécaniques (charges urbaines, mouvements de sol).
- Les réactions chimiques (corrosion due aux eaux usées agressives).
- Les chocs thermiques ou hydrauliques (variations de débit, tempêtes).
- Le manque d'entretien ou une conception inadaptée à l'évolution des besoins (urbanisation, changement climatique).

III.2.1. Problèmes de performance des réseaux d'assainissement

L'analyse des modes de défaillance et de leurs origines s'avère particulièrement complexe, rendant l'identification précise des causes d'une dégradation difficile. En effet, les défaillances résultent le plus souvent d'une interaction entre plusieurs anomalies, tant sur le plan fonctionnel que structurel. La figure III.01, représente l'arbre de défaillance d'un RAU. Les principales défaillances des systèmes d'assainissement urbain incluent les infiltrations ou exfiltrations, entraînant le rejet des eaux usées vers le sol environnant, ainsi que les déversements dans les cours d'eau via les trop-pleins et les déversoirs d'orage (CSO, SSO). A cela s'ajoutent les refoulements pouvant survenir dans les rues et les sous-sols. Ces défaillances peuvent compromettre à la fois le bon fonctionnement et la stabilité structurelle du réseau. Elles représentent l'un des défis les plus complexes à gérer dans les zones urbaines.

Au-delà des effets négatifs liés aux dysfonctionnements du réseau, tels que les débordements dans les rues et les sous-sols ou les exfiltrations contaminant les nappes phréatiques, la pollution des cours d'eau constitue également une conséquence majeure, notamment en raison des déversements d'eaux usées non traitées issus des SSO (Sanitary Sewer Overflows) et des CSO (Combined Sewer Overflows). Pendant longtemps, il a été faussement admis que les rejets de type SSO étaient sans impact sur le milieu récepteur (Chocat, 1998. Lorsque la capacité du réseau est dépassée, les conditions d'écoulement ne correspondent plus à celles prévues lors de sa conception. Cette surcharge peut entraîner la mise en charge des conduites et provoquer des débordements, engendrant deux types de problématiques majeures :

III.2.1.1. Perturbations hydrauliques

Dès l'apparition de dysfonctionnements, le comportement hydraulique de l'ensemble du réseau est altéré, perturbant la circulation normale des effluents.

III.2.1.2. Dégradations structurelles

Les mises en charge génèrent des pressions anormales sur les parois des conduites. La répétition de ces sollicitations accélère le vieillissement des infrastructures, favorisant à terme l'apparition de ruptures ou d'effondrements.

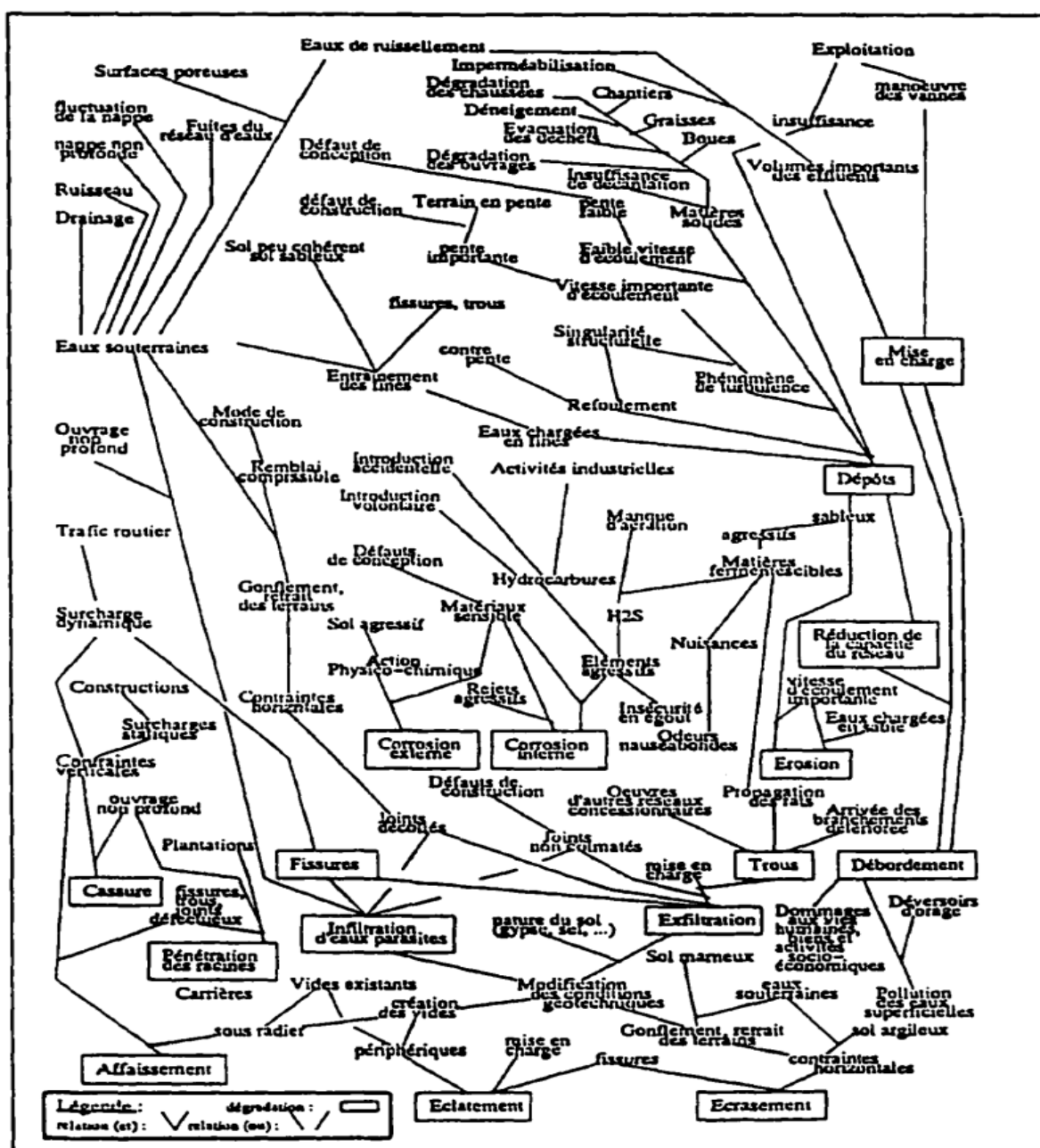


Figure III.01:Arbre de défaillance d'un RAU [122].

III.2.2. Défaillances structurelles

Le caractère souterrain du réseau d'assainissement urbain (RAU) implique une interaction permanente entre les conduites et leur environnement, notamment le sol, les charges appliquées et les infrastructures voisines. La stabilité des conduites dépend fortement de la qualité du sol qui les entoure, ainsi que des charges statiques et dynamiques auxquelles sont soumises, comme celles générées par le trafic. Les défaillances structurelles du RAU sont généralement dues à un ensemble de facteurs, vieillissement des matériaux, manque d'entretien, surcharges ou conditions hydrauliques transitoires. Le vieillissement se manifeste par des phénomènes visibles (corrosion, usure, affaissement) mais aussi par des altérations progressives, souvent difficiles à détecter. Ces processus entraînent une perte de fiabilité du réseau au fil du temps. Les défaillances structurelles des réseaux d'assainissement sont généralement détectées à l'aide de techniques d'auscultation. Elles peuvent être causées par plusieurs facteurs, tels que :

- a- de petites fissures dues à un mauvais lit de pose ou à des charges verticales excessives.
- b- des joints non étanches.
- c- des interférences avec d'autres ouvrages.
- d- des travaux de terrassement à proximité.

Ces dégradations structurelles compromettent la stabilité des conduites et altèrent le bon fonctionnement du réseau. Elles peuvent également engendrer des infiltrations ou des exfiltrations.

III.3. Maintenance des réseaux d'assainissement

III.3.1. Objectifs de la maintenance des réseaux d'assainissement

La maintenance régulière des réseaux d'assainissement a pour but d'assurer leur fonctionnement optimal sur le long terme, tout en maîtrisant les coûts et en respectant les normes environnementales. Elle s'inscrit dans une démarche de gestion durable du patrimoine, conformément aux recommandations de décret exécutif n° 09-209 du 17 Joumada Ethania 1430 correspondant au 11 juin 2009 fixant les modalités d'octroi de l'autorisation de déversement des eaux usées autres que domestiques dans un réseau public d'assainissement ou dans une station d'épuration. Un objectif majeur est de préserver la durabilité des infrastructures, qu'il s'agisse des canalisations, regards, branchements ou postes de relevage. En effet, une détérioration non prise en charge peut provoquer des ruptures, infiltrations, exfiltrations ou même des effondrements partiels, mettant en danger la sécurité et la performance hydraulique du réseau. La maintenance vise également à garantir la continuité hydraulique, c'est-à-dire un écoulement gravitaire sans surcharge ni obstruction. Cela permet d'éviter les refoulements dans les habitations, les débordements sur la voirie et la surcharge des stations d'épuration, en maintenant la

capacité hydraulique initiale des collecteurs. Un autre objectif essentiel est de réduire les interventions d'urgence, qui sont coûteuses, complexes à organiser et comportent des risques pour les opérateurs. Une maintenance préventive bien planifiée permet de détecter précocement les anomalies et d'éviter des pannes critiques. Enfin, la maintenance contribue à la protection des milieux récepteurs (cours d'eau, nappes phréatiques, zones humides) en prévenant les rejets non traités liés à des fuites ou déversements accidentels. Elle joue ainsi un rôle clé dans le respect des normes environnementales et la lutte contre la pollution diffuse.

III.3.1.1. Inspection et diagnostic visuel régulier du réseau d'assainissement

L'inspection visuelle régulière des réseaux d'assainissement par le service ONA représente une étape fondamentale dans toute démarche de gestion préventive des infrastructures. Elle permet d'évaluer l'état apparent des éléments accessibles du réseau, tels que les regards de visite, les branchements, les collecteurs visitables et les postes de relevage, sans nécessiter immédiatement l'usage d'outils de diagnostic spécialisés. Cette observation directe, réalisée en surface par du personnel formé, permet de détecter des défauts visibles tels que la corrosion interne, les fissures des parois, les dépôts anormaux, ainsi que des signes de surcharge ou de refoulement (traces de marnage, efflorescences, odeurs persistantes). Elle peut également révéler des anomalies structurelles comme des déformations de conduites, des affaissements locaux ou des raccordements non conformes. Ces inspections doivent être réalisées au minimum une fois par an, en particulier sur les zones sensibles du réseau (secteurs bas, pentes faibles, ouvrages anciens). Elles doivent être accompagnées de fiches d'état normalisées, permettant de classer les anomalies et d'orienter les contrôles approfondis (télévisés ou endoscopiques). Le guide technique NF EN 13508-1 définit les modalités de codification des anomalies visuelles afin d'assurer une traçabilité rigoureuse des défauts et de faciliter la planification des interventions correctives. Bien que moins précise que l'inspection par caméra, l'observation visuelle présente l'avantage d'être économique, rapide et facile. Elle constitue ainsi une première ligne de surveillance essentielle pour détecter les signaux de défaillance et prévenir les interventions d'urgence. Elle s'intègre parfaitement dans un programme global de maintenance reposant sur une cartographie des risques et une priorisation des zones critiques.

III.3.1.2. Nettoyage préventif

Le nettoyage préventif des réseaux d'assainissement est une opération cruciale pour préserver la capacité hydraulique des conduites et éviter les obstructions pouvant entraîner débordements, refoulements ou nuisances sanitaires la figure III.02. Le nettoyage préventif s'inscrit dans une démarche de maintenance planifiée visant à prévenir l'accumulation de dépôts tels que matières organiques, sable, graviers, graisses ou racines dans les collecteurs et ouvrages. Les secteurs les plus sensibles sont les

tronçons à faible pente, les conduites de petit diamètre, les coudes, les branchements non visitables, ainsi que les collecteurs situés en aval de zones commerciales ou industrielles doivent faire l'objet d'un nettoyage régulier, allant de plusieurs fois par an pour les zones sensibles. Les principales méthodes employées sont :

Le curage hydrodynamique, utilisant des jets d'eau à haute pression, souvent réalisés avec des camions hydrocureurs. Le nettoyage préventif améliore également la qualité des inspections télévisées (CCTV) en assurant une meilleure visibilité des parois internes des conduites. Il contribue à limiter la corrosion interne en réduisant la production de gaz corrosifs comme le sulfure d'hydrogène (H_2S), à maintenir la performance des postes de relevage et à prolonger la durée de vie des infrastructures.



Figure III.02: Nettoyage préventive d'un regard à lala mana Témachine.

III.3.1.3. Effet des graisses et huiles (FOG) dans les réseaux d'assainissement

La présence excessive de graisses, huiles et matières grasses (FOG), (FOG : Fats, Oils, and Grease) dans les réseaux d'assainissement représente un défi majeur pour les gestionnaires. Ces substances, principalement issues des rejets domestiques (cuisines, lave-vaisselle) ainsi que des activités de restauration et agroalimentaires, s'accumulent dans les canalisations, provoquant blocages, colmatages et refoulements. Selon plusieurs auteurs les FOG sont responsables de plus de 40 % des débordements d'eaux usées en milieu urbain[123]. Les graisses liquides, souvent rejetées chaudes, se solidifient au contact de l'eau froide dans les conduites, adhérant aux parois et réduisant progressivement la section utile d'écoulement (figure III.03). Elles favorisent aussi la rétention de déchets solides, formant des amas appelés « fatbergs », particulièrement difficiles à éliminer. Ces formations, observées fréquemment dans les grandes agglomérations, compromettent le bon fonctionnement hydraulique du réseau et

engendrent des coûts d'entretien importants. Pour limiter ces problèmes, plusieurs mesures sont préconisées :

III.3.1.3.1. Installation de dégraisseurs

Installation de dégraisseurs dans les établissements de restauration, garages ou industries agroalimentaires, l'usage de séparateurs de graisses est souvent obligatoire (normes NF EN 1825-1 et 2). Ces équipements capturent les graisses à la source avant leur entrée dans le réseau public.

III.3.1.3.2. Sensibilisation

Informar les particuliers sur les bonnes pratiques, notamment en évitant de jeter les graisses dans les éviers, est essentiel pour réduire les rejets domestiques.

III.3.1.3.3. Nettoyage ciblé et régulier

Les tronçons sensibles, comme ceux situés près des zones commerciales ou des restaurants, doivent être curés fréquemment à l'aide de camions hydrocureurs afin d'éliminer les dépôts graisseux.

III.3.1.3.4. Surveillance des rejets professionnels

Des contrôles réguliers garantissent la conformité des effluents des établissements et permettent d'imposer des sanctions ou prescriptions techniques en cas de non-respect.

III.3.1.3.5. Utilisation d'additifs biologiques ou enzymatiques

Certains produits biodégradables peuvent être employés ponctuellement pour fluidifier les amas graisseux, à condition de ne pas perturber le fonctionnement des stations d'épuration.

III.3.1.3.6. Conclusion

Enfin, la collecte des huiles usagées, via des points de collecte en déchetteries, est une pratique très importante pour éviter leur rejet dans les réseaux. Ce geste simple peut de protéger les canalisations, préserver la qualité du traitement des eaux et favoriser la valorisation des huiles en bio-carburants.



Figure III.03: Accumulation de graisses et huiles (FOG) dans le réseau d'égouts[123].

III.3.1.4. Surveillance des débits et de la qualité des eaux dans les réseaux d'assainissement

La surveillance continue des débits et de la qualité des eaux usées au sein des réseaux d'assainissement constitue un outil fondamental pour la gestion technique et environnementale. Elle permet non seulement d'anticiper les surcharges hydrauliques et d'optimiser le fonctionnement des infrastructures telles que les postes de relevage et les stations d'épuration, mais aussi de prévenir la pollution des milieux récepteurs et de détecter d'éventuels rejets non conformes, qu'ils soient industriels ou accidentels.

III.3.1.4.1. Mesure des débits

Le suivi des débits s'effectue à l'aide de débitmètres électromagnétiques, placés à des points stratégiques comme les exutoires, les postes de refoulement ou les branchements industriels. La télétransmission des données permet une alerte en temps réel en cas de dépassement des d'anomalies. Cette surveillance est cruciale pour contrôler le respect des conventions de rejet, et alimenter des modèles hydrauliques prédictifs du réseau.

III.3.1.4.2. Surveillance de la qualité des eaux

Des capteurs spécifiques assurent un suivi continu de paramètres essentiels tels que : La DBO5 et la DCO, indicateurs de pollution organique. La conductivité, qui reflète la présence de rejets salins ou chimiques, Le pH, la température et l'oxygène dissous, Parfois, les nutriments (azote, phosphore) ou des polluants ciblés (métaux lourds, hydrocarbures, H₂S). Ces informations permettent de détecter des anomalies, de localiser des sources de pollution et de déclencher des mesures correctives. L'installation de points de surveillance permanents aide à anticiper les risques de corrosion des conduites ou les défaillances des systèmes de traitement.

III.3.1.4.3. Intégration dans les systèmes de gestion

Les données recueillies sont généralement intégrées dans des systèmes d'information géographique (SIG) ou des outils de gestion patrimoniale. Cela permet de croiser ces informations avec d'autres indicateurs tels que le niveau de fonctionnement des ouvrages ou l'état des équipements. Ainsi, les autorités compétentes peuvent mieux planifier les opérations de maintenance.

III.3.1.4.4. Sensibilisation des usagers aux bonnes pratiques dans le réseau d'assainissement

La sensibilisation des usagers est essentielle pour garantir le bon fonctionnement et la pérennité des réseaux d'assainissement. En effet, une grande partie des dysfonctionnements rencontrés - tels que les obstructions, déversements, corrosions ou surcharges des stations d'épuration - provient directement de comportements inappropriés, qu'ils soient domestiques, commerciaux ou industriels. Le rejet dans les toilettes de lingettes, textiles, serviettes hygiéniques ou déchets plastique (voir les figures III.04, III.05), qui provoquent des bouchons et endommagent les pompes. Le déversement d'huiles et graisses de cuisson, qui en refroidissant, se solidifient dans les canalisations et forment des amas appelés fatbergs. L'élimination de produits toxiques ou corrosifs (peintures, solvants, acides, médicaments), perturbant les processus biologiques des stations d'épuration et contaminant l'environnement. Pour limiter ces risques, les collectivités doivent déployer des campagnes de sensibilisation ciblées, combinant plusieurs supports et moyens :

- Affichages dans les lieux publics (bâtiments municipaux, écoles, immeubles collectifs).
- Campagnes numériques via les réseaux sociaux.
- Supports pédagogiques destinés aux établissements scolaires.
- Règlements de service d'assainissement intégrant des rappels clairs des obligations légales,

Et, si nécessaire, sanctions en cas de non-respect, notamment pour les rejets industriels. L'objectif est d'amener les usagers à devenir acteurs de la préservation du réseau.

Cette démarche contribue à réduire les anomalies, à protéger les infrastructures et à préserver la qualité des milieux naturels.



Figure III.04: Rejet des déchets dans un regard dans la cité zaouia Tedjania à Témacine.



Figure III.05: Rejet des déchets dans un regard dans la cité manar à Témacine.

Chapitre IV :
Essais sur les matériaux utilisés

Partie A : Influence du sable concasse sur les performances mécaniques d'un béton conserver dans un milieu agressif dans la région de Touggourt

IV.1. Introduction

Les ouvrages d'assainissement en béton implantés dans la région de Touggourt, au sud de l'Algérie, sont soumis depuis de nombreuses années à deux formes principales d'agressivité. La première est externe et provient du sol environnant, souvent chargé en sels ou en agents chimiques agressifs, qui affecte la face extérieure des ouvrages. La seconde, interne, est liée à la nature corrosive des eaux usées circulant à l'intérieur du réseau, contenant divers composés chimiques capables de dégrader progressivement les matériaux cimentaires. Face à ces conditions d'exposition sévères, il devient essentiel de concevoir des bétons plus durables et résistants à ces environnements. Ce travail vise dans une première phase, à évaluer l'influence du remplacement partiel du sable alluvionnaire par du sable concassé (sable de carrière) sur les performances mécaniques du béton. L'étude est menée sur des échantillons conservés dans un sol agressif, afin de simuler les conditions réelles d'enfouissement. Ce choix repose sur l'hypothèse que la nature angulaire et la texture rugueuse du sable de carrière pourraient améliorer la compacité et l'adhérence avec la pâte cimentaire, contribuant potentiellement à une meilleure résistance du béton face aux agents agressifs du sol.

IV.2. Matériaux utilisés

IV.2.1. Ciments

Le ciment utilisé dans le présent travail, est un CRS CEM I 42,5 R/SR5 produit par GICA-Algérie, conforme à la norme Algérienne NA 442, 2003 [124], et la normalisation européenne NF EN 197-1 [125], dont les caractéristiques physiques et chimiques sont présentées dans les tableaux IV.1, IV.2.

IV.2.2. Adjuvants

L'adjuvant utilisé dans le cadre de cette étude, c'est un superplastifiant haut réducteur d'eau fabriqué par la société Granitex et commercialisé sous le nom de "MEDAFLOW 145". Selon la Notice technique, il est conçu à base de polycarboxylates d'éther, il est sous forme liquide, de couleur brun clair avec un extrait sec de 30%. Sa densité est de $1,065 \pm 0,015$, son pH se situe entre 5 à 6 et sa teneur en chlore inférieure à 1 g/l. La plage de dosage recommandée du MEDAFLOW 145 varie de 0,3 à 2 % du poids de ciment. Ce type de super plastifiant permet de réduire le rapport Eau/Ciment (E/C) tout en améliorant considérablement la fluidité du béton. Il augmente également les résistances mécaniques au jeune âge et à long terme.

IV.2.3. Agrégats

Deux types de sable ont été utilisés, le sable naturel (SN) de la carrière Kaseb ElsiL (Ouargla), et le sable concassé (SC) de la carrière Benbrahim (Hassi Messaoud). Leurs courbes granulométriques sont représentées dans la figure IV.01. Cette figure montre que le (SN) présente une distribution allant de 0,08 à 5 mm avec une fraction de grains inférieurs à 0,08 d'environ 3 %. Les grains de sable naturel présentent une morphologie arrondie, tandis que ceux du sable concassé se caractérisent par une forme angulaire. Le module de finesse de sable naturel est 2,22 et le sable concassé est 2,18, ce qui indique que ce dernier est légèrement plus fin.

Afin d'étudier l'influence de la composition granulométrique, plusieurs mélanges SN/SC ont été réalisés, avec les proportions suivantes : 0 % SC, 40 % SC, 45 % SC, 50 % SC, 55 % SC, 60 % SC et 100 % SC. Les courbes granulométriques des mélanges allant de 40 % à 60 % sont représentées dans la figure IV.02. Le gravier utilisé provient également de la carrière Benbrahim (Hassi Messaoud). Deux fractions granulométriques ont été employées : 3/8 mm et 8/15 mm, dont les courbes granulométriques sont représentées dans la figure IV.01. Les caractéristiques chimiques des granulats utilisés sont récapitulées dans le tableau IV.03, tandis que leurs caractéristiques physico-mécaniques sont présentées dans le tableau IV.04.

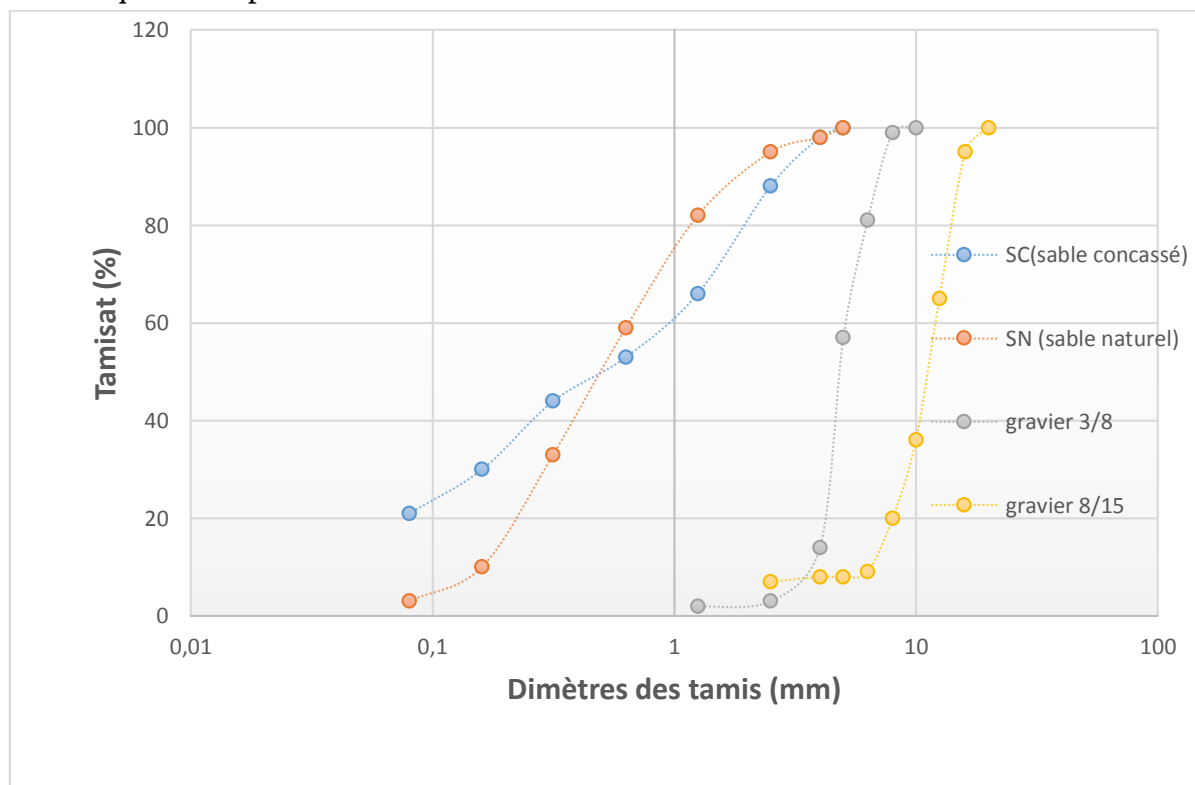


Figure IV.01: Courbes granulométriques des agrégats utilisés.

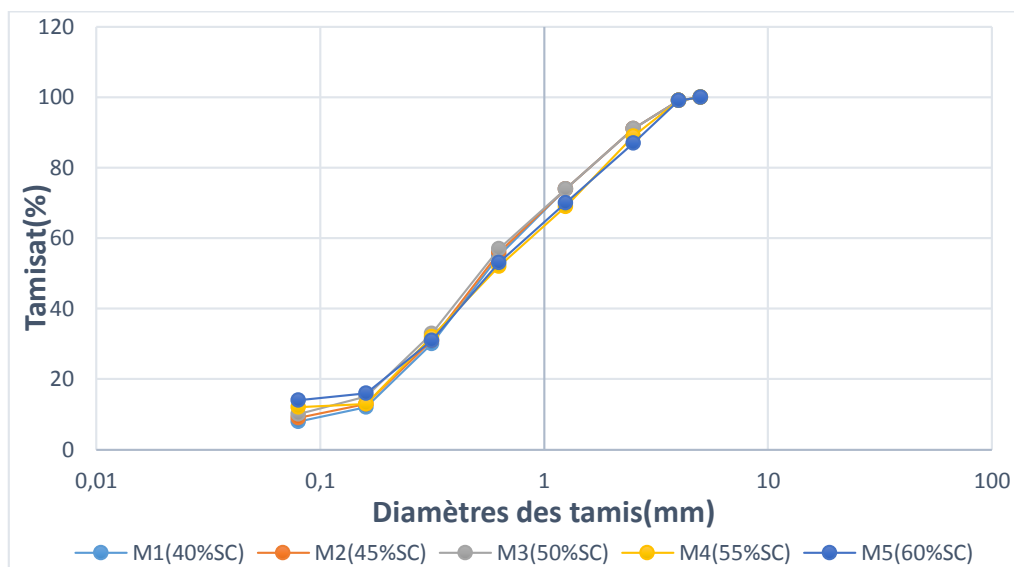


Figure IV.02: Courbes granulométriques des mélanges de sable.



Figure IV.03: les agrégats utilisés.

Tableau IV.1 : La composition chimique du ciment CRS.

SIO ₂	AL ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	K ₂ O	Na ₂ O	SO ₃	Cl ⁻	P.A.F	CaO Libre
21,03	4,47	4,18	61,03	1,57	0,69	0,13	2,27	0,0176	1,19	0,82

Tableau IV.2 : Caractéristiques physiques du ciment CRS.

P.S (g/cm ³)	S.S.B (cm ² /g)	Consistance %	Début de prise (min)	Fin de prise (min)
3,15	3835	25,41	139	208,6

Tableau IV .3 : Analyse chimique des granulats utilisés.

Paramètres	CaCO ₃ (%)	Insoluble (%)	Cl ⁻	CaSO ₄ 2H ₂ O (%)	So ₃ ⁻ (%)	So ₄ ⁻ (mg/l)
Sn	1,97	96,03	0,014	0,61	0,28	33,75
G 3/8	59,39	29,39	0,028	3,80	1,76	211,54
G 8/15	49,77	29,20	0,023	3,06	1,42	170,38

Tableau IV.4: Caractéristiques physico-mécanique des granulats.

Caractéristiques physiques	SN	SC	G 3/8	G 8/15
Densité spécifique (g/cm ³)	2,601	2,66	2,61	2,61
Densité apparente (g/cm ³)	1,61	1,48	1,26	1,29
Module de finesse	2,22	2,18	/	/
Equivalent du sable	62,25	78,35	/	/
Coefficient d'aplatissement (%)	/	/	29	20
L.A (los angles)	/	/	28	28
Absorption (%)	/	/	1,74	1,54
Propriétés superficielle (%)			2,30	1,87

IV.3. METHODES EXPERIMENTALES

IV.3.1. Préparation et production

La méthode employée pour la formulation du béton est la méthode de Dreux gorise [126], la composition utilisée est celle de béton ordinaire de la classe C(35/45). Sept mélanges de béton sont préparés, B0, B1, B2, B3, B4, B5 et B6, avec les pourcentages des substitutions de sable concassé SC respectifs de 0%, 40%, 45%, 50%, 55%, 60% et 100%. Il convient de préciser que le mélange B0 représente l'échantillon témoin. La valeur de E/C est fixée à 0,42, tandis que le dosage utilisé de ciment est de 450 Kg/m³. Les différentes proportions des matériaux utilisés sont indiquées dans le tableau IV.5.

Tableau IV.5: Proportion des matériaux utilisés dans la confection de béton (Par rapport au poids de ciment).

Type de béton	Ciment	SN	SC	G1(3/8)	G2(8/15)	Adjuvant%	E/C
B0	1	1,493	00	0,271	2,135	1%	0,42
B1	1	0,929	0,619	0,231	2,135	1%	0,42
B2	1	0,851	0,697	0,231	2,135	1%	0,42
B3	1	0,771	0,771	0,231	2,135	1%	0,42
B4	1	0,716	0,875	0,231	2,095	1%	0,42
B5	1	0,637	0,956	0,231	2,095	1%	0,42
B6	1	00	1,526	0,271	2,135	1%	0,42

IV.3.2. Confection des éprouvettes

Pour l'essai de compression les éprouvettes de béton sont de forme cubique (150x150x150mm). Pour l'essai de flexion, elles sont prismatiques (100x100x400mm), tandis que pour l'essai de la traction indirecte (essai brésilien), elles sont cylindriques D=110mm et H=220mm (figure IV.04). Les temps de cure considérés pour les échantillons sont de 7jours, 28jours et 90jours. Le béton est coulé en deux couches avec 25 chocs pour éliminer les bulles d'air [127].

IV.3.3. Conservation des éprouvettes

Les éprouvettes confectionnées ont été conservées dans une tranchée de drainage agricole située à Touggourt (voir la figure IV.5). Les eaux de drainage présentent une agressivité chimique modérée [128]. Les compositions chimiques de ces eaux sont présentées dans le tableau IV.6.

Tableau IV.6: Analyse chimique des eaux du milieu agressif.

PH	Ca ²⁺ (mg/l)	Mg ²⁺ (mg/l)	Cl ⁻ (mg/l)	So ₄ ⁻² (mg/l)	No ₃ ⁻ (mg/l)	TAC(mg/l)	Na ⁺ (mg/l)	k ⁺ (mg/l)
7,39	412,82	260,01	1568,87	1400	50	152,72	765	54



Figure IV.04: Prélèvement des éprouvettes de béton.



Figure IV.05: Conservation des éprouvettes dans un milieu agressif (tranchée agricole).

IV.4. Résistance mécanique

Conformément à la norme EN 12390-3 dédiée aux essais de résistance à la compression du béton durci, les éprouvettes sont préalablement surfacées afin d'assurer un contact homogène avec la presse. Les échantillons préparés sont ensuite positionnés de manière axiale sur une presse hydraulique UTEST (capacité maximale 2000 kN) figure V.6. La

rupture est obtenue par application d'une force croissante à une vitesse de chargement contrôlée de 0,6 kN par seconde. L'essai de la flexion en trois points est réalisé conformément à la norme NF EN 12390-5 sur le même appareil, sur des éprouvettes prismatiques de béton aux dimensions normalisées ($10 \times 10 \times 40$ cm) pour la partie expérimentale A et ($7 \times 7 \times 28$ cm) pour la partie B. La rupture est provoquée par une augmentation progressive et contrôlée de la charge, suivant les exigences de la méthode. L'essai de la traction par fendage est réalisé selon la norme EN 12390-6, par compression diamétrale d'éprouvettes cylindriques $D=110\text{mm}$ et $H=220\text{mm}$.



Figure IV.06: Appareil d'essais, de la compression, flexion et de traction par fendage

IV.4.1. La résistance à la compression

Les résultats de la résistance à la compression (RC) des différents mélanges de béton sont illustrés dans la figure IV.7, tandis les valeurs détaillées figurent dans l'annexe 02, tableau 01. Il apparaît que le mélange B3, composé de 50% de sable concassé (SC), offre la meilleure performance en compression, avec une amélioration de 34,73 % à 28 jours et de 22,95 % à 90 jours, comparativement au mélange témoin B1. Au-delà de 50 % de sable concassé, une diminution progressive de la résistance à la compression est observée. Ce constat est confirmé par plusieurs études, qui ont mis en évidence une baisse significative des performances mécaniques lorsque le taux de substitution dépasse ce seuil [129]. Priyanka et al. ont montré qu'un remplacement à 50 % du sable naturel par du sable artificiel dans le mortier permet d'obtenir une meilleure résistance à la compression, avec un rapport E/C de 0,5 [130]. Adams J.M. et al. ont également rapporté que ce taux de substitution optimise les propriétés mécaniques du béton [131]. Le bon comportement du mélange B3 pourrait également être attribué à son taux de fines,

estimé à 10 %. Joudi et al. ont montré que la présence de fines améliore la résistance, précisant que les bétons sans fines présentent des performances moindres comparativement à ceux contenant jusqu'à 12 % de fines [132]. La figure IV.8 met en évidence une augmentation progressive de la résistance à la compression pour les mélanges B0 à B6, avec un pic notable pour le mélange à 50 % de SC. Ce résultat est en accord avec les observations de T. Djedid et al., selon lesquelles l'ajout de sable concassé améliore les performances des bétons exposés à l'humidité liée aux remontées de nappe phréatique, notamment pour un taux de substitution de 50 % [133]. En revanche, une diminution marquée de la résistance est enregistrée pour le mélange B6, composé uniquement de sable concassé, contenant 21 % de particules inférieures à 0,08 mm (voir figure IV.01 – courbe granulométrique). Ces résultats rejoignent ceux de Menadi et al., qui ont montré qu'un excès de fines (au-delà de 15 %) nuit aux propriétés mécaniques du béton [134]. Cette perte de performance s'explique par une insuffisance de pâte de ciment pour enrober l'ensemble des particules fines dans la matrice cimentaire [84].

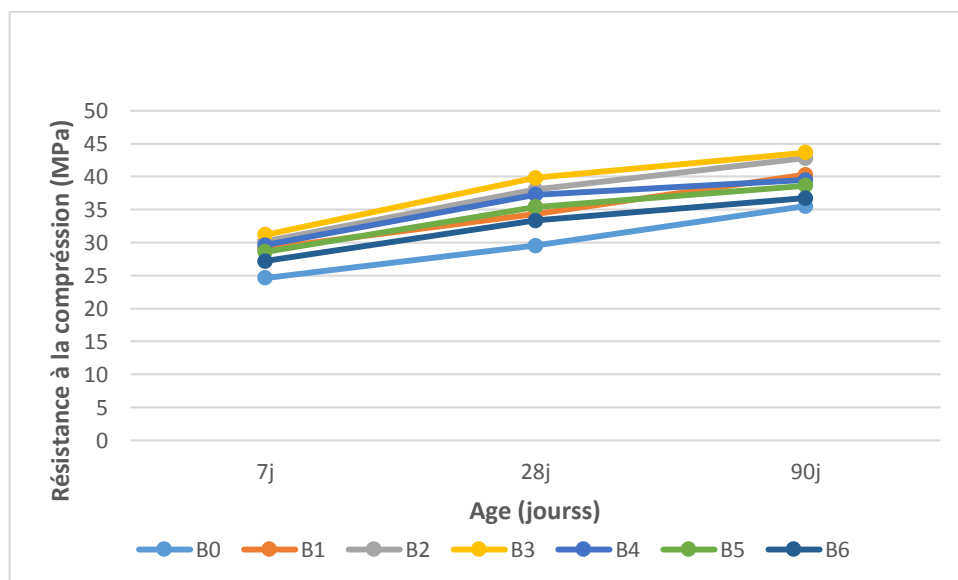


Figure IV.07: Résistance à la compression des bétons conservés dans un milieu agressif.

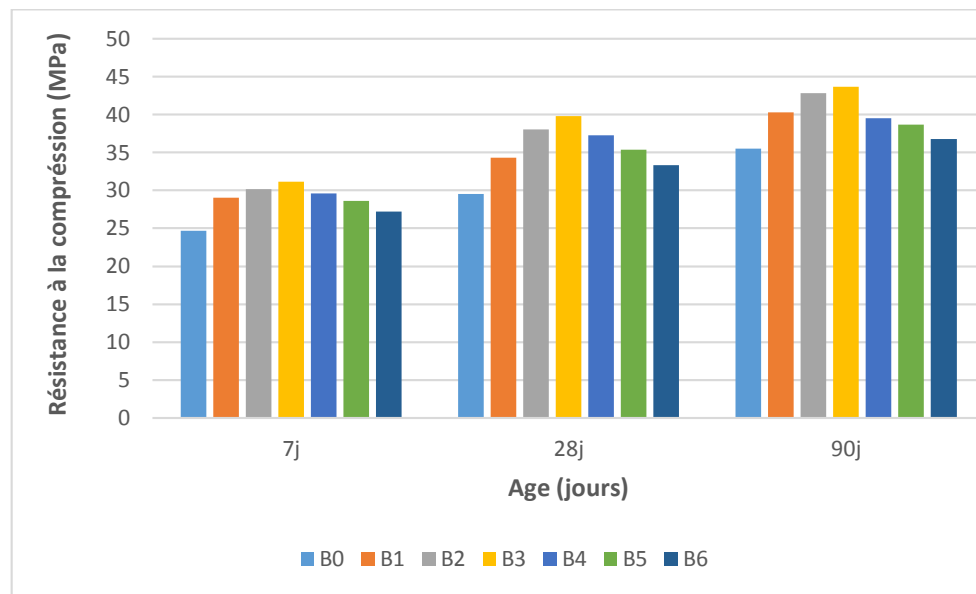


Figure IV.08: Comparaison de la résistance à la compression des bétons conservés dans un milieu agressif.

IV.4.2.la résistance à la flexion

Les résultats présentés dans la figure IV.9, avec les valeurs détaillées dans l'annexe 02 (tableau 02), montrent que le mélange B3, contenant 50 % de sable concassé (SC), affiche les valeurs les plus élevées de résistance à la flexion à tous les âges. Il enregistre ainsi une amélioration de 26,57 % à 28 jours et de 44,63 % à 90 jours par rapport au mélange témoin B0 (0 % de SC). De plus, on observe une progression générale de la résistance à la flexion pour tous les mélanges associant sable naturel et sable concassé. Ces résultats sont corroborés par les travaux de T. Djedid et al., qui ont également montré que l'utilisation de granulats calcaires améliore la résistance à la flexion du béton par rapport à celle obtenue avec du sable naturel [133]. Ahn (2000) a démontré que certaines propriétés, telles qu'une teneur plus élevée en micro-fines, ainsi que la forme et la texture des particules, contribuent à améliorer la résistance à la flexion du béton par rapport à celui formulé avec du sable naturel [135]. Abou-Zeid et al. ont également signalé que les mélanges contenant des micro-fines présentent une résistance à la flexion supérieure à celle des mélanges qui en sont dépourvus [136].

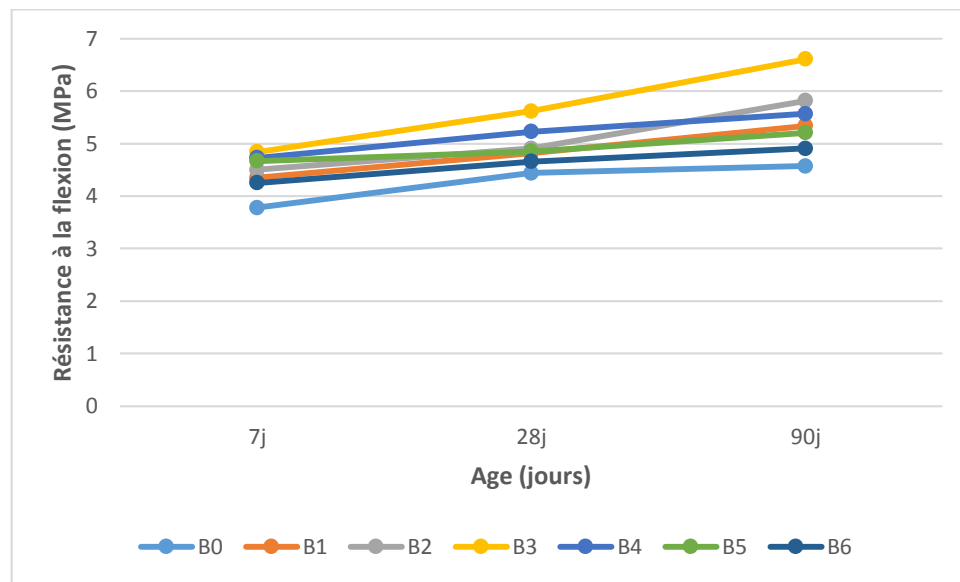


Figure IV.09: Résistance à la flexion des bétons conservés dans un milieu agressif.

IV.4.3. La résistance à la traction

Les résultats obtenus, présentés dans la figure IV.10 et détaillés dans l'annexe 02 (tableau 03), indiquent une amélioration de la résistance à la traction pour le mélange B3 contenant 50 % de sable concassé (SC), avec une augmentation de 14,7 % à 28 jours et de 12,09 % à 90 jours par rapport au témoin. R. P. Mogre et al. ont observé qu'un remplacement du sable naturel par 60 à 80 % de sable artificiel est envisageable sans compromettre la qualité du béton. Dans leur étude, ils ont constaté une augmentation de 5,39 % de la résistance à la traction en remplaçant le sable naturel [137]. De leur côté, L. Zeghichi et al. ont montré que, contrairement aux effets parfois défavorables du sable concassé sur les propriétés rhéologiques du béton frais, son utilisation contribue positivement au développement de la résistance mécanique, notamment la résistance à la traction [138].

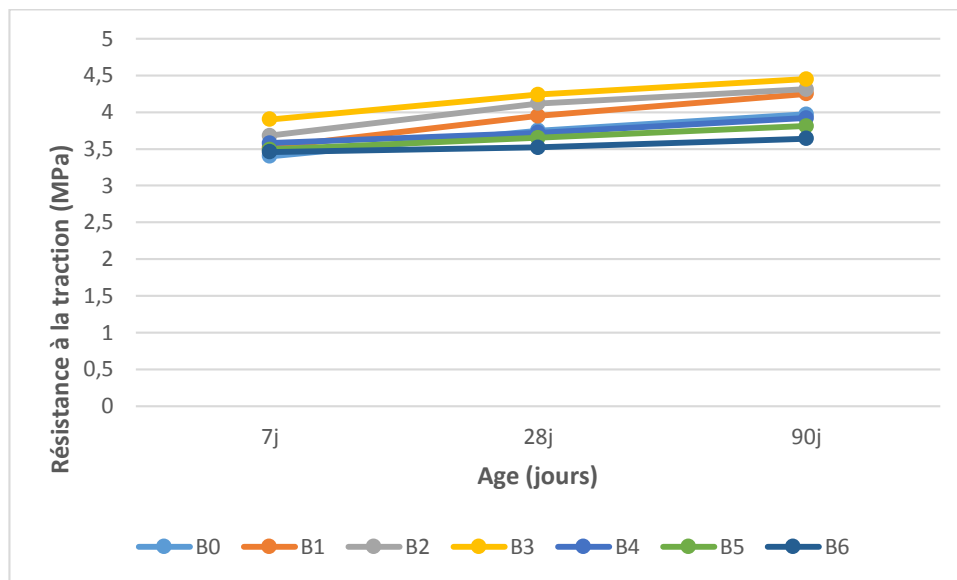


Figure IV.10: Résistance à la traction des bétons conservés dans un milieu agressif.

IV.5. CONCLUSION

À l'issue de ce travail expérimental, plusieurs enseignements majeurs peuvent être tirés :

- En milieu agressif, tel que l'eau remontée de la nappe phréatique, l'ajout de 50 % de sable concassé au sable naturel permet d'accroître la résistance à la compression du béton de 34,73 % à 28 jours et de 22,95 % à 90 jours.
- Le remplacement de 50 % du sable naturel par du sable concassé dans le béton ordinaire entraîne une amélioration notable de la résistance à la flexion, avec des gains de 26,57 % à 28 jours et de 44,63 % à 90 jours.
- Le taux optimal de substitution du sable naturel par du sable concassé est de 50 %, à condition que ce dernier contienne environ 10 % de fines de taille inférieure à 0,08 mm.
- Le mélange B3, contenant 50 % de sable concassé, présente une augmentation de la résistance à la traction de 14,7 % à 28 jours et de 12,09 % à 90 jours.
- L'utilisation du sable concassé s'avère bénéfique pour l'amélioration des propriétés mécaniques du béton exposé à des environnements agressifs.

Partie B: Influence du sable concasse sur les performances mécaniques et la durabilité d'un béton conserver dans les eaux usées dans la région de Touggourt

IV.6. Introduction

La deuxième partie de ce travail expérimental porte sur l'analyse de l'influence du remplacement de 50 % du sable alluvionnaire par du sable de carrière. Ce pourcentage, défini comme optimal à l'issue de la première phase, est utilisé pour évaluer les performances mécaniques et la durabilité à long terme du béton exposé à un environnement agressif des eaux usées contiennent divers agents chimiques capable d'altérer les matériaux cimentaires, tels que les sulfates, les acides organiques et les micro-organismes responsables de la bio détérioration. L'objectif est donc d'observer le comportement et la durabilité du béton modifié dans ces conditions, afin de déterminer s'il présente une meilleure résistance face aux phénomènes de dégradation chimique et biologique induits par ce milieu agressif.

IV.7. Matériaux utilisés

Les matériaux utilisés dans notre travail sont : les granulats (un sable alluvionnaire et un sable concassé, les graviers), le ciment, un hydrofuge, un adjuvant et de l'eau.

IV.7.1. Granulats

Nous avons utilisé deux types de sable au cours de cette recherche, le premier est un sable alluvionnaire (SA) extrait de la sablière de Djamaa, et le second matériau est un sable concassé (SC), extrait des refus de la carrière de Ben Brahim, située à Hassi Messaoud. Il est également important de souligner que le sable roulé (SA) présente une granulométrie continue, comprise entre 0,08 mm et 5 mm, avec une fraction de fines (inférieure à 0,08 mm) d'environ 1 %. Le sable mélange (50% SA+50%SC)= (SM), affiche lui aussi une distribution granulométrique continue, avec un diamètre maximal proche de 5 mm, mais une teneur en fines nettement plus élevée, atteignant environ 8 %, voir la figure IV.11. On remarque aussi que le sable mélange se distingue par une distribution granulométrique légèrement plus étalée que celle du sable alluvionnaire. Les particules de sable alluvionnaire (SA) présentent une morphologie arrondie liée à l'usure naturelle, voir la figure IV.12, alors que les grains de sable concassé (SC) qui conservent des arêtes vives et des formes anguleuses dues au mode de concassage, voir la figure IV.13 . L'analyse EDX réalisée sur l'échantillon de sable alluvionnaire (SA) révèle une composition dominée par le silicium (25,42 % en masse) et l'oxygène (46,71 %), traduisant la forte présence de quartz (SiO_2), constituant principal des sables naturels (voir figure IV.14 et tableau IV.07). La présence significative d'aluminium (9,83 %) et de potassium (9,72 %) suggère une quantité non négligeable de feldspaths potassiques. Ces éléments accompagnent souvent le quartz dans les dépôts

alluvionnaires, reflétant un processus de transport et de tri naturel. Des autres éléments sont en moindre proportion, tel que le sodium (1,21 %) et le calcium (1,60 %). La teneur très élevée en calcium de sable concassé (SC), associée à un fort pourcentage d'oxygène, la présence massive de carbonates de calcium, très probablement sous forme de calcite (CaCO_3). Cette hypothèse est renforcée par la détection de carbone (6,93 %), qui peut provenir en grande partie des ions carbonate présents dans la structure cristalline de la calcite, voir la figure IV.15 et le tableau IV.08. Le profil chimique est donc caractéristique d'un matériau calcaire, typique de certains sables concassés issus de la fragmentation de roches carbonatées. Le silicium (6,45 %) et l'aluminium (0,70 %) est présents en quantités faible que dans un sable siliceux, indiquent une fraction de silicates, probablement du quartz. La faible proportion d'aluminium suggère une part négligeable de minéraux alumineux comme les feldspaths ou les argiles. Deux types de graviers ont été utilisés : GR1 (3/8) et GR2 (8/16), provenant de la carrière de Ain Touta lieu dit mechta Tafrent . Les propriétés physico-mécaniques et chimiques des agrégats sont présentées dans les tableau IV.09,10.

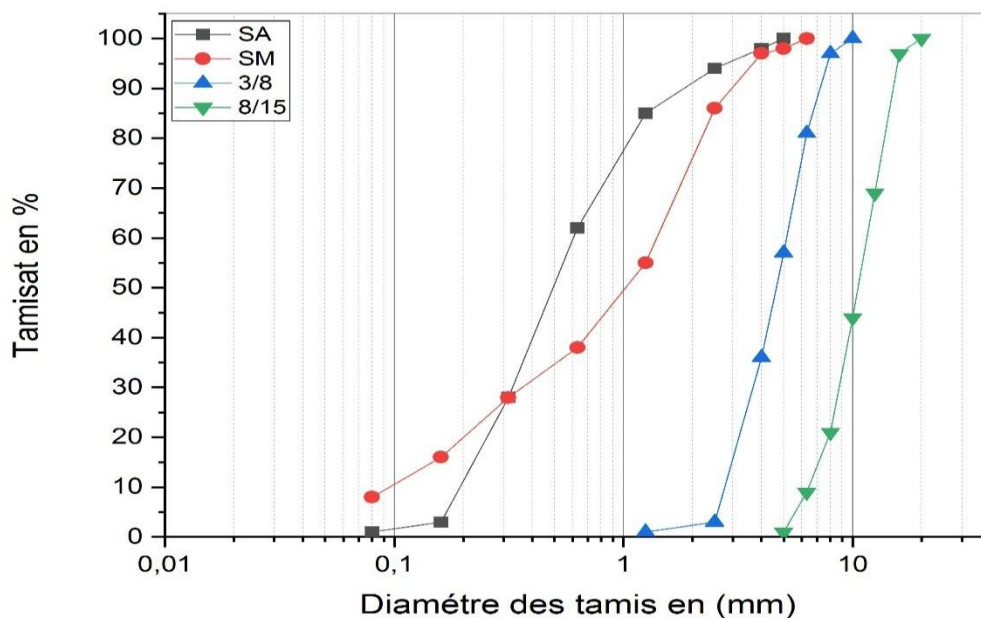


Figure IV.11: Analyse de la distribution granulométrique des granulats

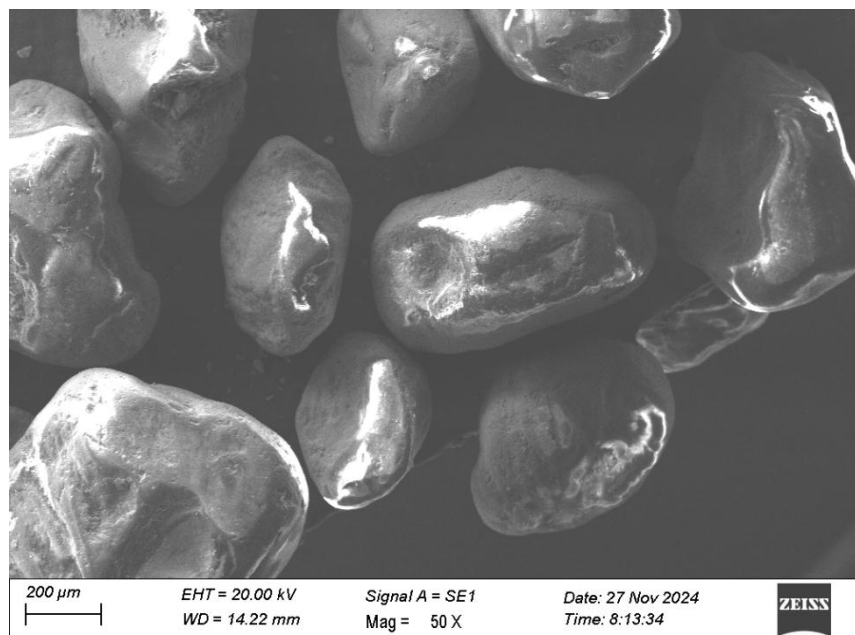


Figure IV.12: Image MEB de sable alluvionnaire

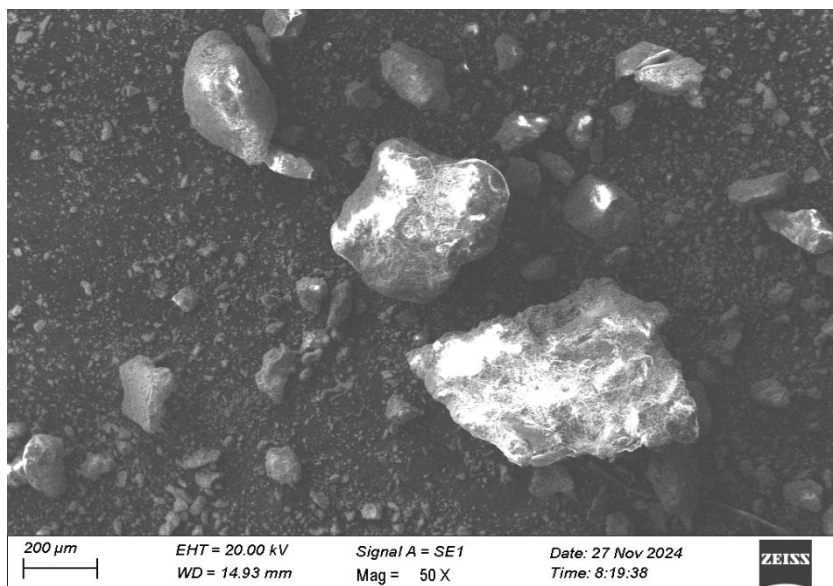


Figure IV.13 : Image MEB de sable concassé

Tableau IV.7 :Analyse EDX du sable alluvionnaire

Elément	% de masse	% atomique	Kratio	Z	A	F
C K	3.54	6.04	0,0060	1.0993	0.1531	1.0000
O K	46.71	59.79	0,1320	1.0532	0.2684	1.0000
NaK	1.21	1.08	0,0047	0.9576	0.4036	1.0026
MgK	0.97	0.82	0,0054	0.9742	0.5615	1.0048
AlK	9.83	7.46	0,0648	0.9383	0.6989	1.0062
SiK	25.42	18.53	0,1766	0.9590	0.7226	1.0027
K K	9.72	5.09	0,0801	0.8896	0.9178	1.0102
CaK	1.60	0.82	0,0133	0.9059	0.9093	1.0107
FeK	0.99	0.36	0,0085	0.8079	0.9963	1.0610

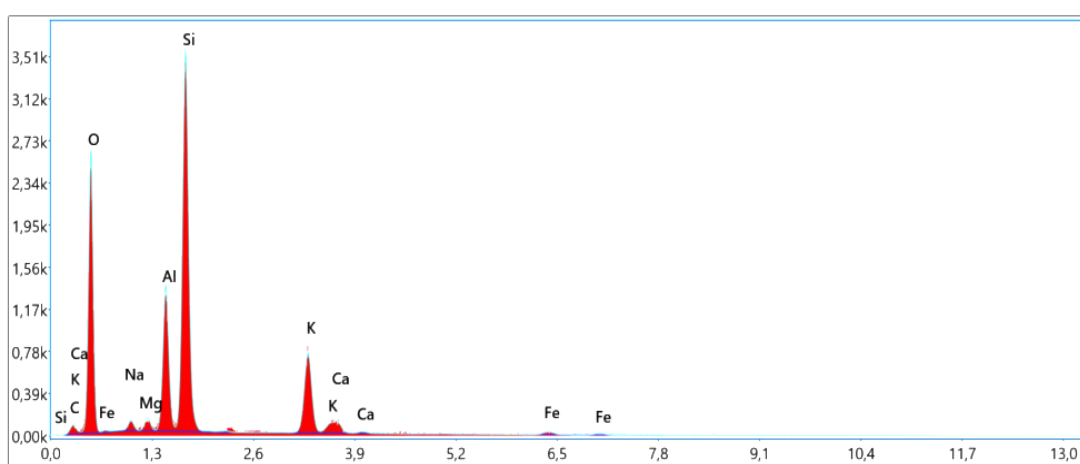


Figure IV.14 : Spectre EDX du sable alluvionnaire

Tableau IV.8 :Analyse EDX du sable concassé

Elément	% de masse	% atomique	Kratio	Z	A	F
C K	6.93	11.57	0,0247	1.0922	0.3264	1.0000
O K	53.11	66.63	0,0951	1.0468	0.1710	1.0000
MgK	1.02	0.84	0,0048	0.9688	0.4813	1.0026
AlK	0.70	0.52	0,0041	0.9332	0.6252	1.0047
SiK	6.45	4.61	0,0461	0.9540	0.7457	1.0058
CaK	31.11	15.58	0,2806	0.9016	0.9950	1.0052
FeK	0.69	0.25	0,0057	0.8044	0.9834	1.0389

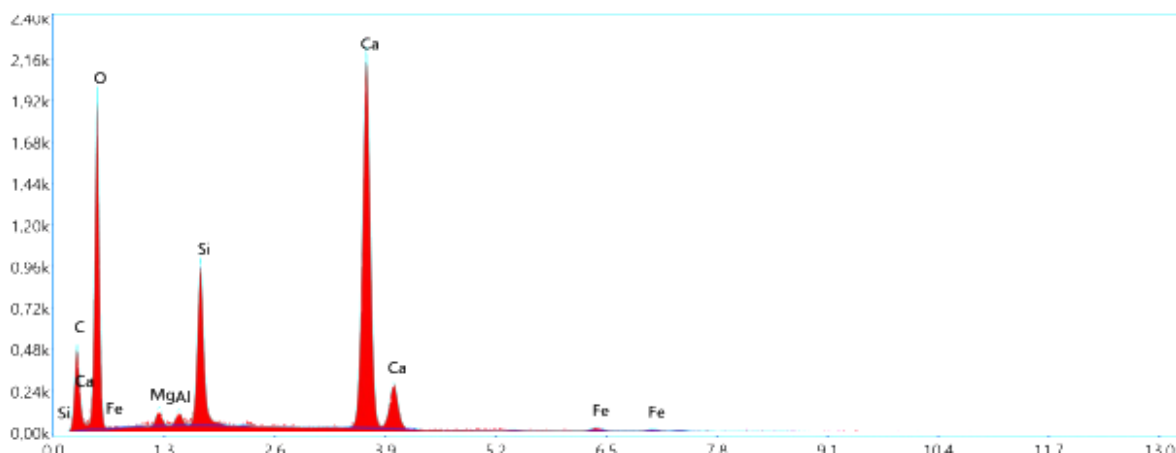


Figure IV.15: Spectre EDX du sable concassé

Tableau IV.9 : Propriétés physico-mécanique de granulats utilisés

Caractéristique physico-mécanique	SA	SC	G3/8	G8/15
Densité spécifique (g/cm ³)	2,52	2,62	2,65	2,66
Densité apparente (g/cm ³)	1,44	1,65	1,32	1,39
Equivalent du sable %	86,57	64,87		
Absorption %	0,44	0,79	0,81	0,89
Coefficient d'aplatissement %	/	/	29,59	20,31
Bleu de methylene g/kg	2,00	1,00	/	/
Los angles %	/	/		22,54
Micro-deval	/	/		15,62
Module de finesse	3,03	2,28	/	/

Tableau IV.10 : Caractéristique chimique des agrégats utilisées

Echantillons	SA	SC	G3/8	G8/15
insolubles	90,7	31,3	7,5	4,7
SO ₃ ⁻ %	2,02	2,84	0,34	0,34
SO ₄ ⁻ %	2,43	3,41	0,41	0,41
CaSO ₃ ·2H ₂ O %	4,35	6,12	0,73	0,73
CaCO ₃ %	1	62	86	90
CL ⁻ %	0,01	0,028	0,013	0,005
NaCL %	0,165	0,047	0,022	0,008

IV.7.2. Ciment

Le ciment utilisé dans cette recherche appartient à la même classe que celui utilisé précédemment, c'est un CEM I 42.5N SR3 LH, un ciment Portland formulé spécialement pour résister aux environnements agressifs riches en sulfates. Ce ciment, également désigné CRS (Ciment Résistant aux Sulfates), est fourni par la cimenterie Biskria Ciment – GIBA, située dans la région de Biskra (sud-est de l'Algérie). Il est conforme aux exigences de la norme EN 197-1 et la norme Algérienne (NA442-2013), en matière de résistance aux sulfates (SR3) et de faible chaleur d'hydratation (LH), le rendant particulièrement adapté aux ouvrages hydrauliques ou en milieux agressifs tels que les sols sulfatés ou les eaux usées. Les propriétés physico-chimiques (teneurs en oxydes principaux) et minéralogiques (proportions des phases C_3S , C_3A , C_4AF .) de ce ciment sont détaillées dans le tableau IV.11, pour caractériser précisément sa composition et de justifier son choix pour l'étude de la durabilité des bétons exposés à des conditions environnementales agressives.

Tableau IV.11: Caractéristiques physico-chimiques et minéralogiques du ciment utilisé

Elément	Biskria ciment
Perte au feu	<3
SO ₃ %	2,2-2,6
MgO%	<3,5
Cl ⁻ %	<0,04
Résidu insoluble%	<0,75
C ₃ S%	60
C ₃ A%	<3
C ₄ AF +2 C ₃ A%	<20
Consistance normale %	26,5
Expansion à chaud (mm)	<1
Debut de prise (min)	180
Fin de prise	320

IV.7.3Adjuvant

Dans cette étude, l'adjuvant utilisé est le Sika® ViscoCrete®-665, avec un pourcentage 1% , c'est un superplastifiant de dernière génération à base de polycarboxylates modifiés, conçu pour améliorer les performances du béton, en particulier sa maniabilité, sa compacité et ses résistances mécaniques, tout en réduisant efficacement la teneur en eau. Il se présente sous forme de liquide marron avec une densité de $1,085 \pm 0,015$ à 20 °C et un pH de $5 \pm 1,0$. Sa formulation est soigneusement élaborée afin de respecter

les exigences de qualité et de durabilité, avec une teneur en ions chlorure inférieure à 0,1 %, ce qui évite tout risque de corrosion des armatures, et un équivalent alcalin (Na_2O_2) inférieur à 1,0 %, le rendant ainsi parfaitement compatible avec tous les types de ciments, y compris ceux sensibles aux réactions alcali-silice.

IV.7.4. Hydrofuge

Dans cette étude, un adjuvant hydrofuge de masse de type Sika Liquide a été utilisé avec un pourcentage de 1% du poids de ciment, afin d'améliorer la durabilité du béton face aux agressions extérieures, notamment en milieu humide ou agressif. Ce produit se présente sous forme d'un liquide blanc laiteux, avec une densité de $1,02 \pm 0,01$. Il est formulé avec un teneur en chlorures $\leq 0,1$ % et présente un équivalent oxyde de sodium $\leq 2,0$ %, ce qui garantit sa compatibilité avec les ciments et sa non-agressivité vis-à-vis des armatures. L'action principale de cet hydrofuge repose sur une réaction chimique avec la chaux libre du ciment, générant des cristallisations microscopiques insolubles qui colmatent les pores capillaires du béton. Ce phénomène réduit significativement la perméabilité à l'eau, tout en maintenant les propriétés mécaniques du matériau. Il est également efficace dans les environnements agressifs, tels que les milieux salins, les eaux industrielles ou les sols séléniteux. Le produit est conforme à la norme NF EN 934-2 ainsi qu'au procès-verbal CNERIB : DTEM 213/2016, ce qui atteste de sa qualité et de sa performance pour des applications en génie civil, notamment dans les ouvrages exposés à l'humidité. Le dosage recommandé varie entre 0,7 % et 2 % du poids du ciment, soit environ 0,68 à 1,96 L pour 100 kg de ciment, selon les exigences de durabilité recherchées. L'adjuvant est incorporé directement dans le malaxeur en même temps que l'eau de gâchage.

IV.8. MÉTHODES EXPÉRIMENTALES

IV.8.1. Préparation et formulation du béton

La composition des bétons étudiés a été réalisée selon la méthode de formulation de Dreux-Gorisse, largement utilisée pour le dimensionnement des bétons courants. La formulation retenue correspond à un béton de classe de résistance C35/45, répondant aux exigences des bétons à haute performance. Dans ce cadre, quatre mélanges distincts ont été élaborés : M1, M2, M3 et M4, avec ou sans remplacement de sable (SA) par le sable de carrière, comme indiqué dans le tableau IV.12 . Il est important de préciser que le mélange M1 constitue le béton de référence (témoin), élaboré sans substitution du sable alluvionnaire. Les dosages ont été maintenus constants pour assurer une comparaison fiable entre les différentes formules. Ainsi, le rapport eau/ciment (E/C) a été fixé à 0,42, le dosage en ciment est de 450 kg/m^3 , l'ensemble des proportions en granulats, sable et adjuvants utilisés dans chaque formulation est présenté en détail dans le tableau IV.13 . Cette méthodologie vise à évaluer l'impact de l'introduction

progressive du sable concassé sur les propriétés mécaniques et la durabilité du béton, tout en maintenant des paramètres de formulation constants pour isoler l'effet de la substitution.

Tableau IV.12 : Indique la substitution de sable dans les différents mélanges de béton.

Mélange	Substitution de sable	Hydrofuge	superplastifiant
M1	100 % SA	Non	Oui
M2	100 % SA	Oui	Oui
M3	50 % SA. + 50 % SC	Non	Oui
M4	50 % SA + 50 % SC	Oui	Oui

SA :sable alluvionnaire

SC :sable carrière

SP : super plastifiant

HYD :hydrofuge

Tableau IV.13 : Différentes proportions des matériaux utilisés.

Type de béton	Ciment Kg/m ³	E/C	SP %	HYD %	SA Kg/m ³	SC Kg/m ³	G3/8 Kg/m ³	G8/15 Kg/m ³
M1	450	0,42	1	0	742	0	149	929
M2	450	0,42	1	1	742	0	149	929
M3	450	0,42	1	0	399,5	399,5	94	981
M4	450	0,42	1	1	399,5	399,5	94	981

IV.8.2. Confection des éprouvettes

Les essais ont été réalisés sur des éprouvettes de béton de dimensions variées, des cubes de 150 × 150 × 150 mm et de 100 × 100 × 100 mm, ainsi que des prismes de 70 × 70 × 280 mm, utilisés pour les tests de compression, de flexion et de durabilité. Les mesures ont été réalisées à des âges standardisés de 28 jours, 90 jours, 180 jours et 360 jours, afin de suivre l'évolution des performances dans le temps. Toutes les éprouvettes ont été confectionnées avec soin, vibrées pour assurer une compacité optimale, puis démoulées après 24 heures. Elles ont ensuite été conservées dans des conditions strictement contrôlées, jusqu'aux échéances prévues pour les différents essais.

IV.8.3. Conservation des éprouvettes

Après la fabrication de types d'éprouvettes en béton M1, M2, M3 et M4 , celles-ci ont été immergées dans un environnement réel : les eaux usées issues du bassin de dessablage de la station d'épuration de Touggourt, située au sud de l'Algérie, voir la

figure IV.16. Selon la norme NF EN 206-1 (2004), ce milieu est classé comme modérément agressif chimiquement XA3, car $3000 \text{ mg/L} < \text{SO}_4^{2-} < 6000 \text{ mg/L}$. La composition physico-chimique de ces eaux, présentée dans le tableau II.12, la concentration de SO_4^{2-} est 4875 mg/L , indique la présence de nombreux agents chimiques et biologiques susceptibles de dégrader les matériaux cimentaires, tels que les ions sulfates, les chlorures, la matière organique, ou encore l'ammoniac. Ces composants sont capables d'induire divers mécanismes de dégradation, notamment l'attaque sulfatique ou la formation de produits expansifs dans la matrice cimentaire. Les autres échantillons Mt1, Mt2, Mt et Mt4, de béton ont été conservés en laboratoire dans des conditions standardisées, conformément aux normes en vigueur. Après démoulage à 24 heures, les éprouvettes ont été stockées à une température de $20 \pm 2^\circ\text{C}$, afin d'assurer une hydratation optimale du ciment et de garantir la fiabilité des résultats de durabilité.



Figure V.16 : Conservation des éprouvettes dans les eaux usées .

IV.8.4. Protocol de séchage mouillage

Afin d'accélérer le processus de dégradation, des cycles alternés de mouillage et de séchage ont été mis en œuvre après une période initiale de 28 jours d'immersion continue. Au total, 22 cycles ont été réalisés sur une durée allant jusqu'à 360 jours. Le séchage s'est effectué naturellement à l'air libre, simulant des conditions de service réalistes, voir la figure IV.17. Chaque cycle s'étendait sur 15 jours : une phase d'immersion de 7 jours dans la solution agressive, suivie d'une phase de séchage de 8 jours à l'air libre. Cette méthodologie s'inspire des travaux de L. Jiang et D. Niu (2016)

ainsi que de A.M. Diab et al. (2016). Les cycles de mouillage/séchage favorisent la formation de microfissures dans la matrice du béton [139]. Ces fissures, en se propageant, peuvent provoquer plusieurs phénomènes néfastes :

- Une perte de cohésion du gel C-S-H (silicate de calcium hydraté).
- Une augmentation de la porosité, liée aux échanges ioniques entre le béton et son environnement, facilitant ainsi la formation de la dégradation interne par formation d'ettringite différée (AFT).
- Le développement de pressions de cristallisation, résultant du dépôt de sels lors de la phase de séchage.



Figure IV.17 : Suivi de protocole séchage mouillage des éprouvettes.

IV.9. Essai d'affaissement au cône d'Abrams (la norme EN 12350-2 (Europe))

L'essai d'affaissement, réalisé selon la norme EN 12350-2, permet d'évaluer la consistance du béton à l'état frais. Il consiste à remplir un moule tronconique (diamètre à la base : 20 cm, diamètre au sommet : 10 cm, hauteur : 30 cm) en trois couches successives, chacune étant compactée à l'aide d'une tige en acier de 16 mm de diamètre à extrémité arrondie. Chaque couche doit être piquée 25 fois pour assurer un bon tassement. Une fois le moule rempli, celui-ci est retiré verticalement avec précaution, et l'on mesure la perte de hauteur du béton, appelée affaissement, voir la figure IV.18.

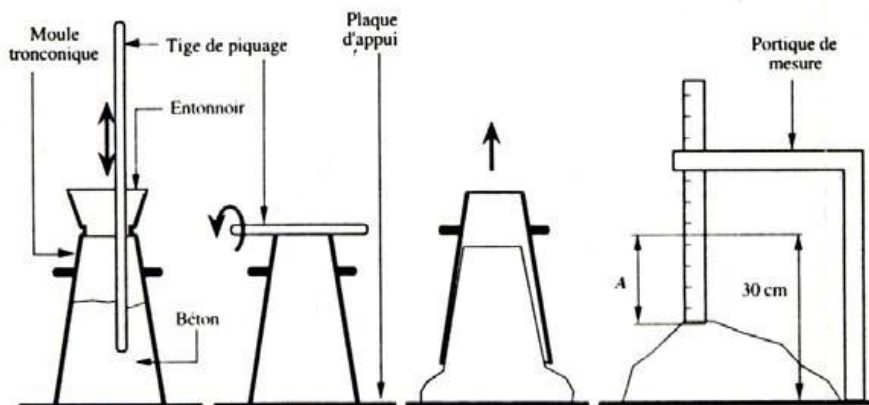


Figure IV.18 : Essai d'affaissement au cône d'Abrams.

IV.9.1. Résultats et discussion

Dans le cadre de notre étude, un premier essai d'affaissement a été réalisé sur le mélange M1, basé sur un rapport E/C initial de 0,35, déterminé par la méthode de formulation. Cet essai nous a donné un béton très ferme, révélant une maniabilité insuffisante. Afin d'obtenir une consistance plus adaptée à la mise en œuvre, plusieurs ajustements ont été effectués en modifiant la teneur en eau et en répétant l'essai d'affaissement. Après optimisation, le rapport E/C a été fixé à 0,42, ce qui a permis d'obtenir un béton présentant une bonne maniabilité, tout en respectant les exigences de la formulation. Les résultats sont illustrés dans le tableau IV.14. L'analyse des résultats révèle une tendance claire dans la figure IV.19 : l'ajout de l'hydrofuge entraîne une réduction significative de la consistance, traduite par une diminution de 2 cm de l'affaissement dans les deux cas comparatifs (M1 vs M2 et M3 vs M4). Cette baisse s'explique par l'action chimique du Sika Liquide, un hydrofuge de masse conforme à la norme NF EN 934-2, son principe repose sur la formation de cristaux insolubles dans les pores capillaires du béton. Ce mécanisme réduit la perméabilité à l'eau, améliore la durabilité, mais limite la mobilité de l'eau libre dans le béton frais ce qui diminue ainsi son ouvrabilité. Par ailleurs, l'effet de la nature du sable concassé est également manifeste. Le remplacement de 50 % du sable alluvionnaire par du sable concassé induit une diminution de l'affaissement de 3 cm (M1 à M3), en raison de la forme anguleuse et de la texture rugueuse des grains concassés. Ces caractéristiques augmentent les frottements internes et réduisent la fluidité du béton. Ce comportement est bien connu et documenté dans la littérature (Alexander & Mindess, 2005), qui indique que les sables concassés nécessitent généralement un dosage plus élevé en eau ou en adjuvants pour atteindre une ouvrabilité équivalente à celle des sables naturels arrondis[140]. En plus Le sable concassé, de forme angulaire et à surface rugueuse, engendre de frottement interne dans le béton frais. Cela se traduit par une diminution de la maniabilité du mélange[141].

IV.9.2. Conclusion

Les bétons M1 à M4 présentent une consistance comprise entre fluide (M1) et plastique ferme (M4) selon la classification de la norme EN 12350-2, avec un impact mesurable de l'hydrofuge d'une diminution de l'affaissement d'un pourcentage de 13,79% de M2 par rapport à M1 et du sable concassé d'une diminution de 20,68% de M3 par rapport à M1. Ces résultats soulignent l'importance de l'optimisation des matériaux en fonction des conditions d'exposition du béton.

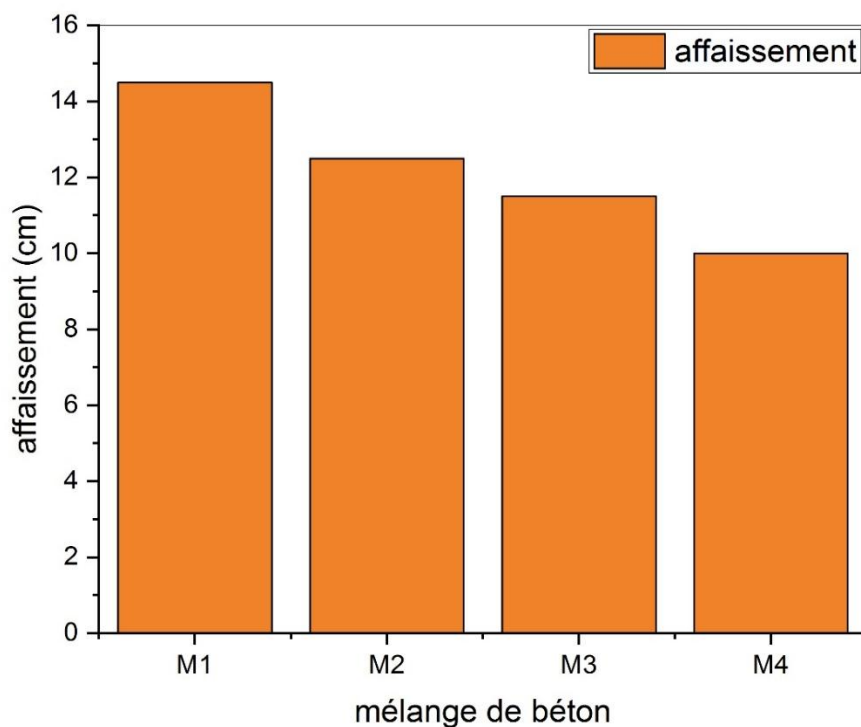


Figure IV.19 : Comparaison d'affaissements en fonction de type du béton.

Tableau IV.14 : Valeurs des affaissements des mélanges de béton.

Mélange	M1	M2	M3	M4
Affaissement (cm)	14.5	12.5	11.5	10

IV.10. Masse volumique du béton frais (la norme EN 12350-6)

Les résultats de la détermination de la masse volumique du béton à l'état frais sont présentés dans le tableau IV.15. L'analyse des résultats dans la figure IV.20, montre une légère augmentation progressive de la masse volumique du béton frais du mélange de M1 au mélange M4. Cette évolution peut s'expliquer par plusieurs facteurs liés à la composition des bétons : L'ajout de 1 % d'hydrofuge dans M2 et M4, bien qu'en faible proportion 1%, contribue légèrement à l'augmentation de la masse volumique. Cela est dû à la réduction de la porosité initiale du mélange par colmatage partiel des micro-vides dans la pâte fraîche. En plus le remplacement de 50 % du sable alluvionnaire par du sable concassé dans les mélanges M3 et M4 a également un impact notable. Le sable concassé, plus angulaire et souvent plus dense, améliore le compactage granulaire du mélange, réduisant les vides inters granulaires, ce qui se traduit par une augmentation de la masse volumique. Cette amélioration pourrait aussi s'expliquer par la présence d'un pourcentage optimal de fines 8%, capable de combler efficacement les vides entre les grains, favorisant ainsi une meilleure interface pâte–granulats dans les mélanges M3 et M4 contenant 50 % de substitution. Cette tendance est cohérente avec les travaux de plusieurs chercheurs qui rapportent une densité généralement plus élevée pour les bétons à granulats concassés [142].

IV.10.1. Conclusion

La masse volumique du béton frais augmente légèrement en fonction de l'ajout d'hydrofuge et de l'utilisation partielle de sable concassé. Bien que ces variations soient modestes (environ 32 kg/m³ entre M1 et M4), elles traduisent des effets cumulés sur la compacité du mélange, ce qui peut influencer les performances mécaniques ainsi que la durabilité du béton à long terme.

Tableau IV.15 : Valeurs de la masse volumique des mélanges de béton.

Mélange	M1	M2	M3	M4
La masse volumique (kg /m ³)	2345	2356	2371	2377

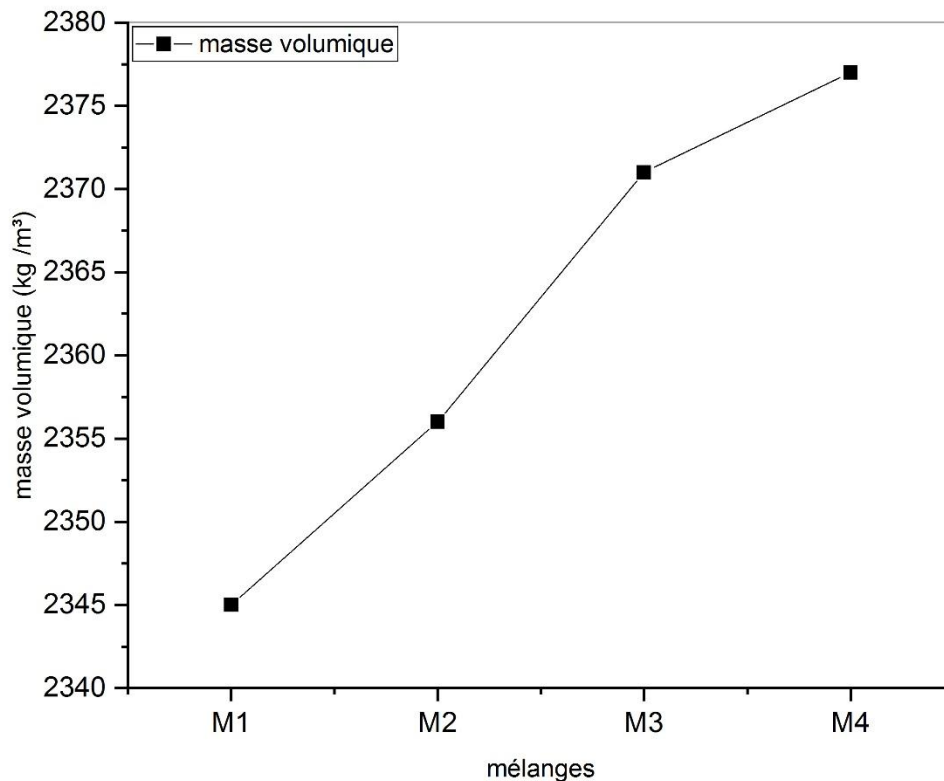


Figure IV.20: Variation de la masse volumique des mélanges de béton.

IV.11. La résistance à la compression

IV.11.1. Résultats et discussion

Les essais de résistance à la compression ont été effectués sur des éprouvettes cubiques de dimensions $7 \times 7 \times 7$ cm, soumises à un programme de vieillissement accéléré basé sur des cycles de mouillage et de séchage dans un environnement réel constitué d'eaux usées. Les mesures ont été réalisées à différents stades de maturation, 28, 90, 180 et 360 jours, dans le but d'évaluer l'évolution des propriétés mécaniques au fil du temps et d'analyser la durabilité des bétons soumis à ces conditions sévères. Les résultats expérimentaux sont présentés dans les figures IV.21, IV.22, les valeurs dans l'annexe 02 tableau 04. On remarque l'évolution de la résistance à la compression en fonction de la durée d'exposition. Ces courbes permettent une analyse comparative de l'impact des différentes formulations et conditions d'exposition sur la performance mécanique du béton à long terme. L'analyse comparative des résultats de résistance à la compression des quatre formulations de béton (M1 à M4) montrent clairement l'influence bénéfique du remplacement partiel du sable alluvionnaire par du sable concassé sur les performances mécaniques à court et à long termes. En particulier, les mélanges M3 et

M4, intégrant 50 % de sable concassé, ont systématiquement montré des résistances supérieures à celles des mélanges M1 et M2, formulés uniquement avec du sable alluvionnaire. Le mélange M3 enregistre une augmentation de 15,09% par rapport à M1 témoin à 360 jours de conservation dans les eaux usées. L'ajout de sable concassé couplé à un hydrofuge (M4) renforce encore les performances mécaniques de la résistance à la compression à 360 jours, soit une amélioration de 15,44 % par rapport au témoin M1. Cette amélioration peut s'expliquer par les propriétés physico-mécaniques du sable concassé, notamment sa forme anguleuse, sa rugosité superficielle élevée et sa meilleure liaison avec la pâte cimentaire. En effet, contrairement au sable alluvionnaire, souvent de forme arrondie et lisse, le sable concassé permet une meilleure accroche entre les grains et une augmentation du frottement interne. Les figures IV 23 , IV 24 , IV 25 et IV 26, présentent les micrographies obtenues par microscopie électronique à balayage (MEB) sur des échantillons de béton après une durée d'un an d'exposition. Ces images mettent en évidence les bonnes propriétés du matériau, notamment à travers l'observation de zones de transition inter faciale (ITZ) nettement différenciées selon les formulations. On observe une adhérence améliorée entre les granulats et la matrice cimentaire, attribuée à la rugosité du sable concassé et à sa capacité à favoriser un meilleur ancrage mécanique avec la pâte. Cette microstructure plus homogène et compacte témoigne d'une résistance accrue à la compression. De plus, plusieurs études constatent que l'ajout le sable concassé augmente la densité de compactage, ce qui peut conduire à une amélioration relative des résistances mécaniques. Vudip et al ,confirment qu'une augmentation de la teneur en poussière de pierre entraîne une augmentation de la résistance à la compression du béton utilisant un super plastifiant. Ce dernier permet d'améliorer l'ouvrabilité du béton, sans effet notable sur la résistance à la compression jusqu'à 50 % de remplacement du sable[73].

IV.11.2. Conclusion

- le mélange M3 enregistre une augmentation de pourcentage atteint 15,09% par rapport à M1 témoin à 360 jour de conservation dans les eaux usées.
- l'ajout de sable concassé couplé à un hydrofuge (M4) renforce encore les performances mécaniques de la résistance à la compression à 360 jours, soit une amélioration de 15,44 % par rapport au témoin M1.

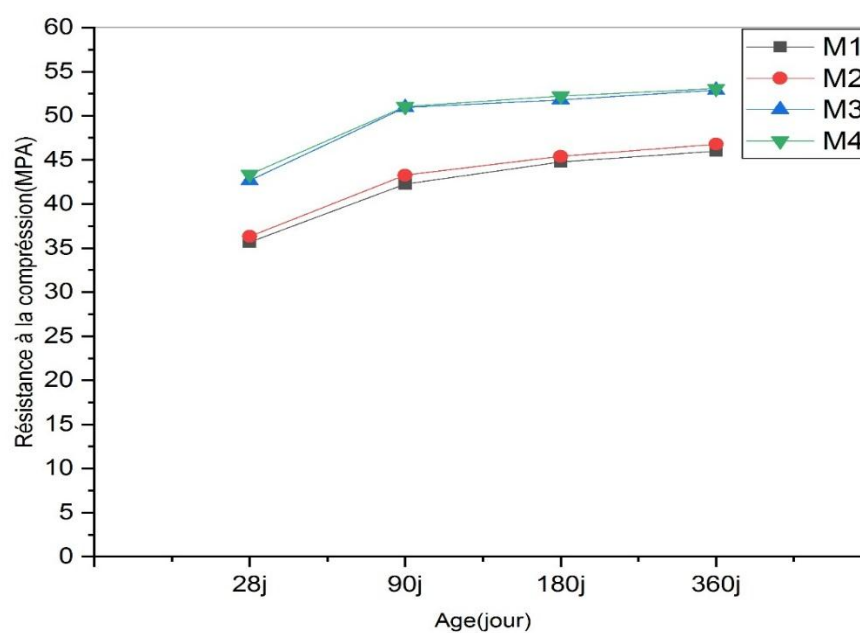


Figure IV.21 : Résistance à la compression des bétons conservés dans les eaux usées en fonction du temps.

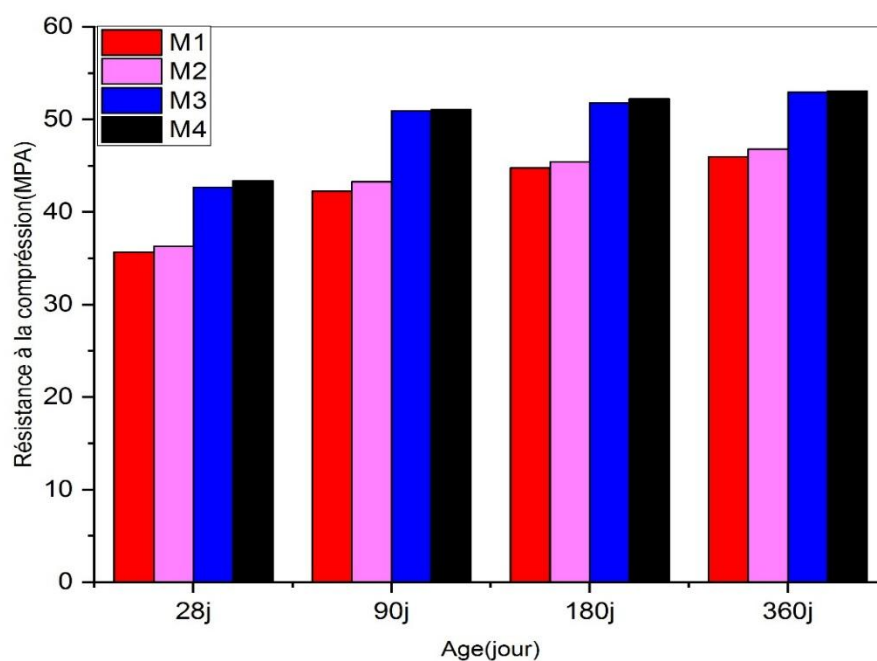


Figure IV.22: Comparaison de la résistance à la compression des bétons conservés dans les eaux usées en fonction du temps.

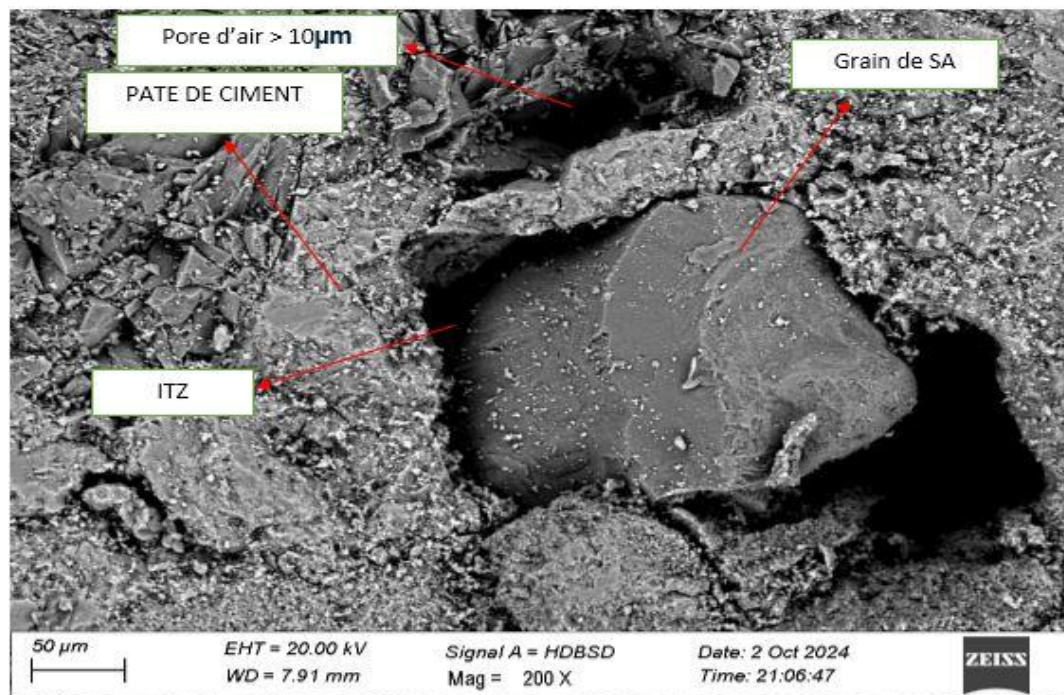


Figure IV. 23 : Image MEB de mélange M1 après un an d'exposition dans les eaux usées.

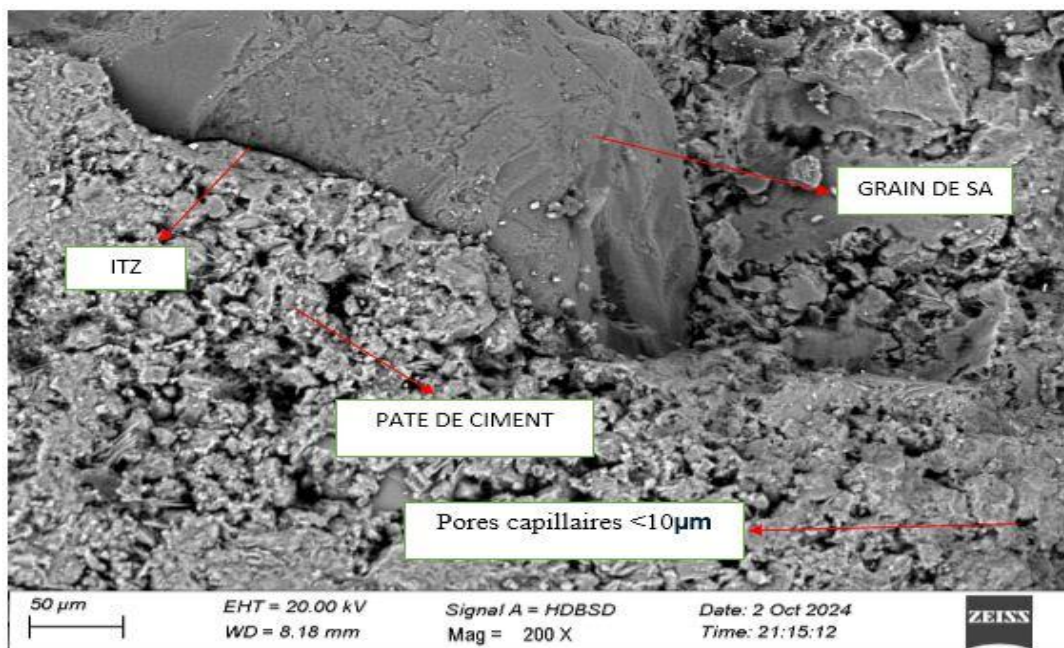


Figure IV. 24 : Image MEB de mélange M2 après un an d'exposition dans les eaux usées.

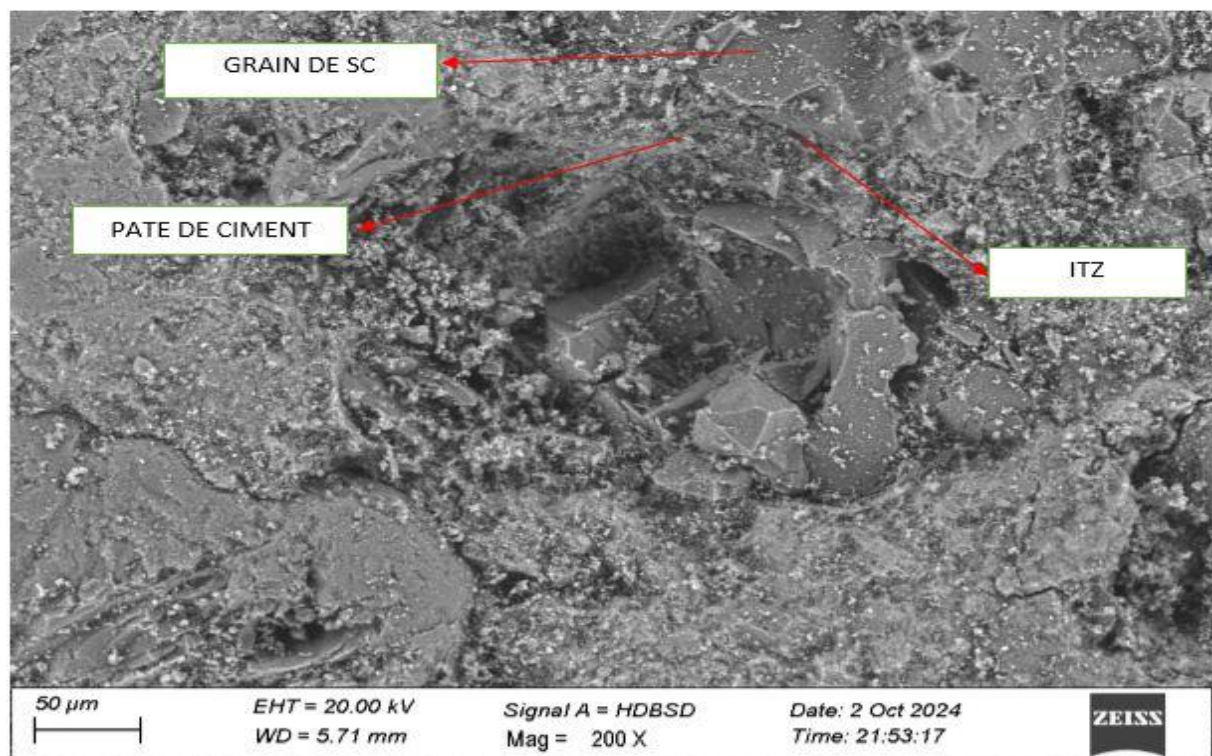


Figure IV.25 : Image MEB de mélange M3 après un an d'exposition dans les eaux usées.

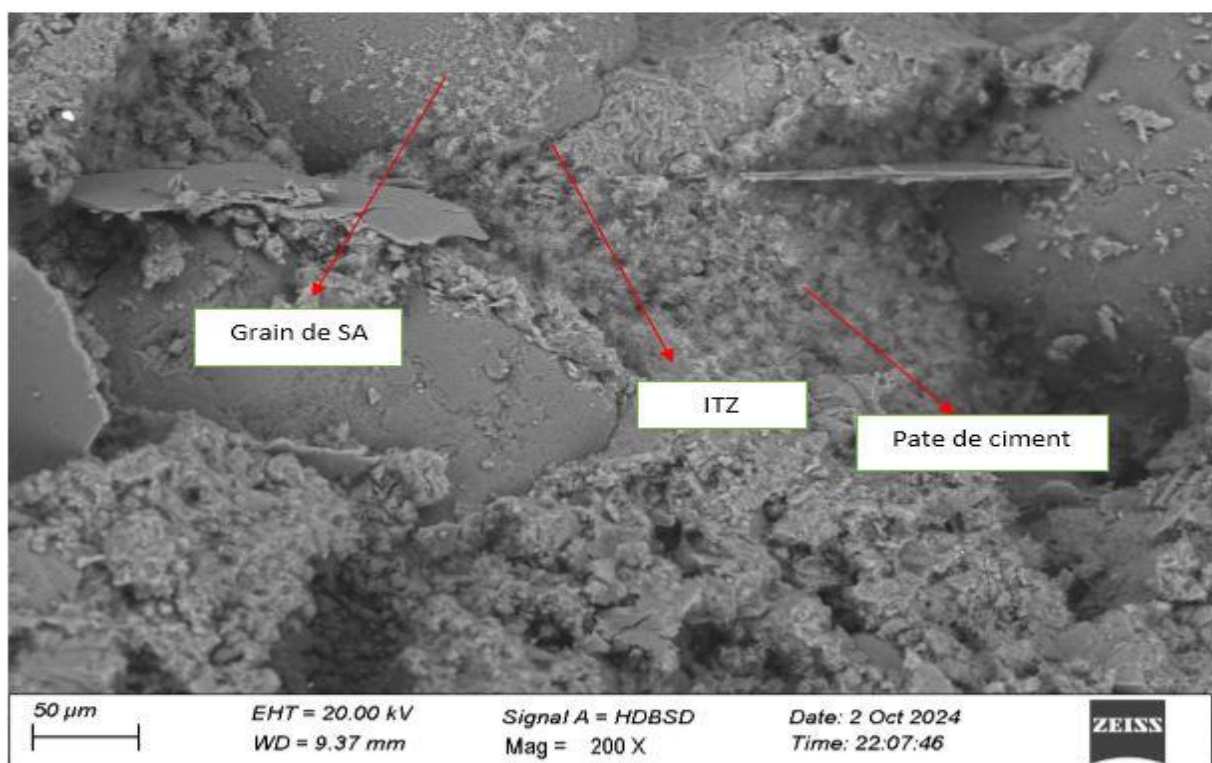


Figure IV.26 : Image MEB de mélange M4 après un an d'exposition dans les eaux usées.

IV.12. La résistance à la flexion

IV.12.1. Résultats et discussion

Les mesures de la résistance à la flexion des échantillons conservés dans les eaux usées ont été réalisées aux âges de 28, 90, 180 et 360 jours. Les résultats sont résumés dans l'annexe 02 tableau 05. On remarque sur les figures IV27, IV28, que l'introduction du sable concassé (M3, M4) améliore la résistance à la flexion de manière significative par rapport aux mélanges utilisant uniquement du sable alluvionnaire (M1, M2). L'augmentation atteint environ 10,81 % et 11,17 % respectivement de M3 et M4 par rapport à M1 à l'âge de 360 jour dans les eaux usées. Cette amélioration est liée à la rugosité des grains concassés qui permet une meilleure accroche mécanique entre la pâte de ciment et les granulats, renforçant ainsi la zone de transition inter faciale (ITZ). La différence de la forme des grains a un effet plus déterminant. Cela confirme que la texture de surface et la forme des particules jouent un rôle très important dans les performances mécaniques. Plusieurs chercheurs ont confirmé que Les grains anguleux offrent un meilleur accroche avec la pâte cimentaire et améliorent la résistance globale du béton [140].

IV.12.2. Conclusion

- L'utilisation du sable concassé améliore significativement la résistance à la flexion, grâce à une meilleure liaison pâte-granat.
- Le béton M4 formulé avec 50 % de sable concassé et l'hydrofuge, présente la meilleure résistance mécanique à tous les âges. Ce mélange réunit les avantages mécaniques et durables liés à la nature du sable et à l'action de l'hydrofuge.
- L'hydrofuge améliore légèrement la résistance à 1 %, surtout à long terme, en réduisant la porosité capillaire.

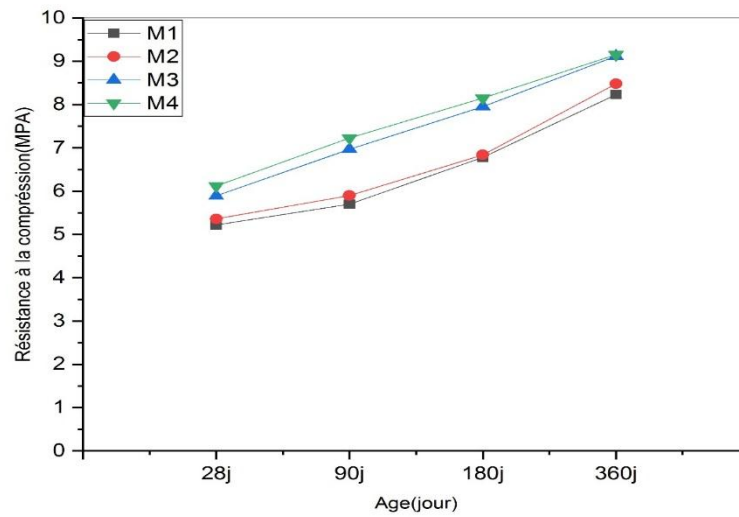


Figure IV.27 : Résistance à la compression des bétons conservés dans les eaux usées en fonction du temps.

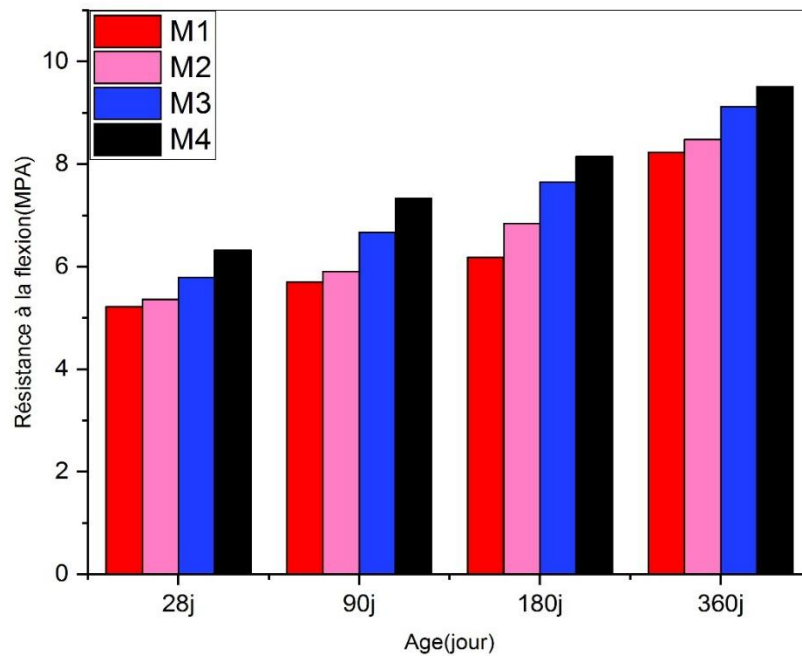


Figure IV.28 : Comparaison de la résistance à la flexion des bétons conservés dans les eaux usées en fonction du temps.

IV.13. Essais de durabilité

IV.13.1. Essai la pénétration d'eau sous pression (la perméabilité) NF EN 12390-8

IV.13.1.1. Introduction

La perméabilité se définit comme la capacité d'un milieu poreux à être traversé par des fluides sous l'effet d'un gradient de pression. Contrairement à la conductivité hydraulique, elle est indépendante des propriétés du fluide saturant. La perméabilité du béton est fortement influencée par les caractéristiques du milieu poreux, telles que la porosité, la tortuosité et la connectivité [143, 144]. En effet, une porosité plus élevée et mieux connectée réduit la résistance à l'écoulement, tandis qu'une tortuosité moins marquée favorise une perméabilité accrue. La perméabilité d'un béton dépend également fortement de ses constituants, notamment de la nature des granulats, du sable, des additifs, et d'autres composants.

IV.13.1.2. Qualification de béton en fonction d'étanchéité

La qualification des bétons ayant une fonction d'étanchéité aux liquides a longtemps été réalisée par EDF en utilisant un critère de perméabilité à l'eau ($< 10^{-11}$ m/s) avec une méthode d'essai interne (perméamètre à charge constante). La figure V.29 présente les résultats de perméabilité à l'eau mesurés au laboratoire béton de la Direction Industrielle du groupe EDF (EDF, 2011) sur des bétons de différentes classes de résistance. Il apparaît que les bétons ayant une classe de résistance C25/30 ou supérieure présentent une perméabilité largement inférieure à 10^{-11} m/s, rendant toute évaluation précise difficile au-delà de ce seuil. Ce graphique montre que cette méthode d'essai est particulièrement utile pour distinguer les bétons de faible résistance.

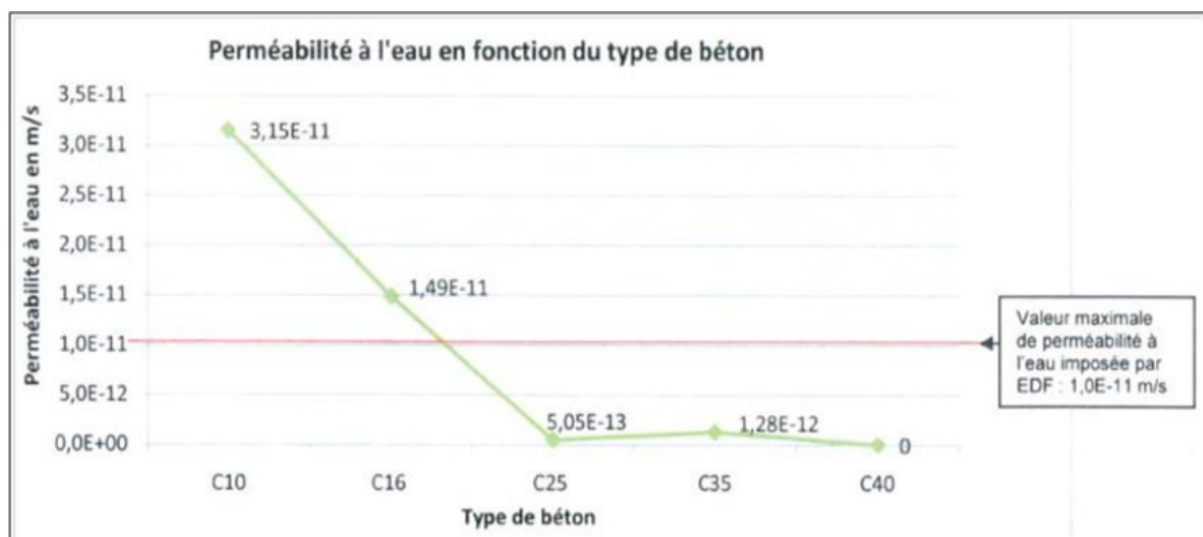


Figure IV. 29 : Perméabilité à l'eau mesurée pour des bétons de différentes classes de résistance[145].

IV.13.1.3. Approche performantielle des bétons

Le guide AFGC 2004 [146] , définit plusieurs classes de durabilité potentielle en fonction de plages spécifiques de valeurs établies pour chacun des indicateurs de durabilité choisis (tels que la porosité, la perméabilité à l'eau, la perméabilité à l'air, le coefficient de diffusion des chlorures, etc.). Il convient de noter que ces classes de durabilité sont exprimées pour différentes plages de perméabilité à l'eau :

- Keau ($< 10^{-13}$ m/s) : classe de durabilité potentielle très élevée.
- Keau comprise entre (10^{-13} et 10^{-12} m/s) : classe de durabilité potentielle élevée
- Keau comprise entre (10^{-12} et 10^{-11} m/s) : classe de durabilité potentielle moyenne
- Keau comprise entre (10^{-11} et 10^{-10} m/s) : classe de durabilité potentielle faible
- Keau ($> 10^{-10}$ m/s) : classe de durabilité potentielle très faible

Il est ainsi notable que la valeur de 10^{-11} m/s sert principalement à éliminer les bétons de qualité inférieure, en accord avec les observations précédentes.

IV.13.1.4. Protocol d'essai

Dans cette étude, nous avons analysé la perméabilité de quatre types de béton : Mt1 mélange sans sable concassé et sans hydrofuge, Mt2 mélange sans sable concassé et avec hydrofuge, Mt3 mélange avec sable concassé et sans hydrofuge, ainsi que le béton avec sable concassé et hydrofuge Mt4, à l'âge de 28 jours à l'aide d'un perméabilimètre Controls 55-C0246/3 fig IV 30, dans le hall technique à l'université de el oued , cet appareil est conçu pour mesurer la profondeur d'infiltration de l'eau sous pression dans des éprouvettes cubiques de 15 cm ou 20 cm de béton. Selon la norme NF EN 12390-8, le principe de l'essai repose sur l'application d'une pression hydraulique contrôlée sur une face de l'éprouvette, maintenue entre deux brides dotées de joints d'étanchéité circulaires adaptés. La durée totale de l'essai est de 72 heures, avec une pression constante de (5 bars) durant tout l'essai. À l'issue du test, la pénétration de l'eau est déterminée, par examen visuel après cassure de l'éprouvette.

Les formules appliquées de Henri Darcy qui sont basées sur la loi régissant la vitesse d'écoulement de l'eau à travers un milieu poreux. La perméabilité caractérise la capacité d'un matériau à être traversé par un fluide soumis à un gradient de pression. Elle est décrite par la loi de Darcy, qui définit le coefficient de perméabilité k [147]. Pour un écoulement unidirectionnel de liquide, le débit volumique Q (en m^3/s) du fluide est défini par l'équation (1),(2) :

$$Q = \frac{K \times A \times \Delta h}{L} \dots\dots\dots(1)$$

La vitesse d'écoulement v définie par :

$$V = \frac{Q}{A} \dots\dots\dots(2)$$

Q : le débit (m^3/s).

K : coefficient de perméabilité (m/s).

A : section de l'éprouvette (m^2).

$\Delta h/l$: le gradient de pression.

A la fin de l'essai, on calcule le coefficient K de perméabilité à partir de la formule de Darcy, et on mesure la profondeur d'eau pénétrée.



Figure IV. 30 : Déroulement de l'essai par un perméabilimètre Controls 55-C0246/3.

IV.13.1.5. Résultats et discussions

L'analyse des coefficients de perméabilité de quatre bétons, élaborés selon des compositions variées, les résultats sont présentés dans la figure IV.31, on remarque des différences comportement face à la migration de l'eau. Les valeurs mesurées sont respectivement de $4,844 \times 10^{-11} \text{ m/s}$ pour le béton Mt1, $1,993 \times 10^{-11} \text{ m/s}$ pour Mt2, $6,795 \times 10^{-12} \text{ m/s}$ pour Mt3, et $5,03 \times 10^{-12} \text{ m/s}$ pour Mt4. Ces écarts traduisent l'influence combinée de la nature du sable employé (alluvionnaire ou mélange alluvionnaire/concassé) ainsi que de l'ajout d'un hydrofuge à hauteur de 1 %. On constate que le béton Mt1, constitué uniquement de sable alluvionnaire et sans hydrofuge, affiche la perméabilité la plus élevée, conséquence d'une structure granulaire moins dense. L'introduction de l'hydrofuge dans la formulation Mt2, tout en conservant

le même type de sable, entraîne une réduction de la perméabilité d'environ 59 %, attestant de l'efficacité d'hydrofuge dans l'obstruction des pores capillaires responsables du passage de l'eau. Toutefois, c'est l'incorporation de sable concassé dans les bétons Mt3 et Mt4 qui produit l'effet le plus prononcé. En effet, les mélanges contenant 50 % de sable alluvionnaire et 50 % de sable concassé affichent une diminution remarquable de la perméabilité, atteignant jusqu'à 86 % de réduction pour Mt3 par rapport à Mt1. Cette amélioration s'explique par la forme angulaire du sable concassé, qui favorise une meilleure compacité du réseau granulaire et réduit l'interconnexion des pores. En plus le béton Mt4, combinant sable concassé et hydrofuge, présente la perméabilité la plus faible ($5,03 \times 10^{-12}$ m/s). Cette formulation bénéficie à la fois de l'effet densifiant du sable concassé et de la propriété hydrophobe de l'hydrofuge, aboutissant à une microstructure nettement plus imperméable. Ces observations corroborent les conclusions des études de référence (Neville, Aïtcin), qui soulignent que la réduction de la porosité capillaire par l'optimisation de la granulométrie et l'emploi d'adjuvants hydrophobes constitue un levier efficace pour améliorer la durabilité des bétons face à la pénétration de l'eau et des agents agressifs [148]. Dans la figure IV.32 on remarque que la profondeur de la pénétration d'eau mesurée (figure IV.34) après fendage (figure IV.33), diminue clairement dans l'ordre suivant : $Mt1 > Mt2 > Mt3 > Mt4$, respectivement avec les valeurs 5,35cm, 3,87cm, 1,9cm, 1,6cm. Cela montre l'effet positif et cumulatif, de l'ajout d'hydrofuge, et de l'utilisation de sable concassé, qui améliore le compactage et la densité du béton et une réduction de la connectivité des pores.

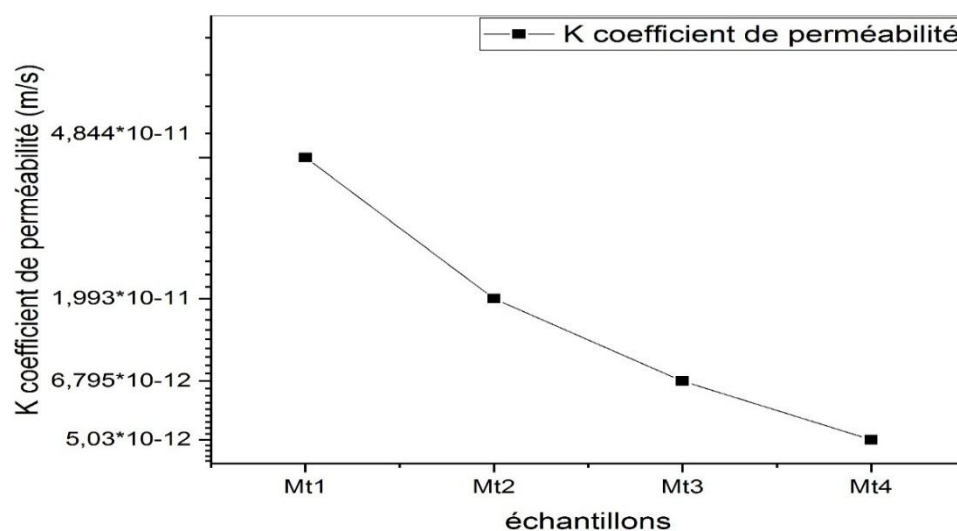


Figure IV.31 : Perméabilité à l'eau mesurée pour des bétons de différentes formulations.

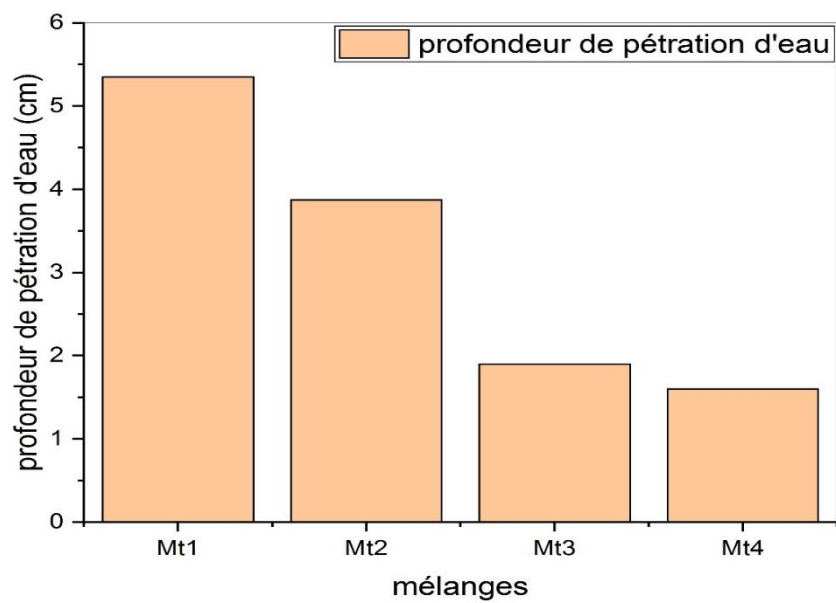


Figure IV.32 : Profondeur de pénétration d'eau sous pression après fendage des différent mélanges.



Figure IV.33 : Fendage des éprouvettes pour mesurer la profondeur de pénétration d'eau.

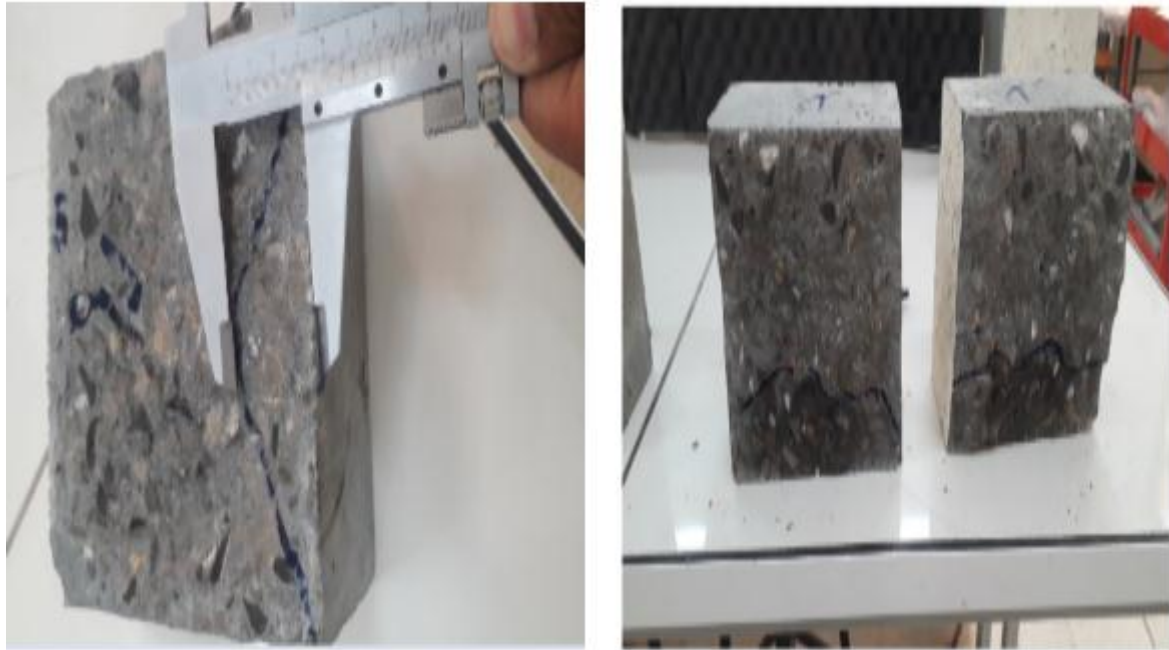


Figure IV.34 : Mesure de la profondeur de pénétration d'eau après fendage.

IV.13.1.6. Conclusion

- L'introduction de l'hydrofuge dans la formulation Mt2, tout en conservant le même type de sable alluvionnaire, entraîne une réduction de la perméabilité d'environ 59 % par rapport à Mt1 (témoin).
- L'ajout du sable concassé, 50% dans la formulation (Mt3) sans hydrofuge permet d'obtenir un béton à très faible perméabilité, atteint une réduction du coefficient de perméabilité d'un pourcentage de 86% par rapport à Mt1 (témoin).
- Le béton Mt4, combinant 50% de sable concassé et 1% d'hydrofuge, présente la perméabilité la plus faible, entraîne une réduction de la perméabilité d'environ 89 % par rapport à Mt1 (témoin).
- Le meilleur résultat de résistance à la pénétration de l'eau de Mt4. Il combine le sable alluvionnaire et concassé (50/50) avec 1 % d'hydrofuge, ce qui optimise à la fois: La compacité du squelette granulaire, et l'étanchéité de la pâte cimentaire.

IV.13.2. Analyse visuelle

IV.13.2.1 .Analyse visuelle des dégradations observées sur les éprouvettes de béton exposées aux eaux usées

Une étude expérimentale menée sur des éprouvettes de béton soumises à des cycles alternés de mouillage-séchage en milieu d'eaux usées agressives, pendant une durée de 12 mois, a mis en évidence deux types de dégradations superficielles majeures présente dans la figure IV.35 : des efflorescences (dépôts blancs de sels cristallins) et une désagrégation de la surface (perte de cohésion de la matrice cimentaire). Ces phénomènes résultent de l'interaction entre la perméabilité du béton, la composition chimique agressive des eaux usées et les contraintes environnementales cycliques. Les efflorescences, principalement composées de sulfates, chlorures ou carbonates, se forment lorsque l'eau chargée de sels migre vers la surface lors des phases de mouillage, puis s'évapore en laissant des cristaux visibles. Ce processus est amplifié dans les mélanges à forte porosité, comme le M1 (100 % sable alluvionnaire), dont la structure granulaire arrondie favorise la pénétration et la remontée capillaire. La désagrégation superficielle, quant à elle, découle d'une attaque chimique directe : les acides présents dans les eaux usées dissolvent les hydrates de silicate de calcium (C-S-H) et la portlandite (Ca(OH)_2), affaiblissant la cohésion de la pâte cimentaire. Parallèlement, les sulfates réagissent avec les aluminates pour former de l'ettringite, un composé expansif qui génère des microfissures et accélère la dégradation figure IV.36 . Ces mécanismes sont exacerbés par les cycles répétés d'humidification et de séchage, qui induisent des contraintes thermos hygrométriques et une cristallisation répétée des sels. Les conséquences de ces altérations sont à la fois esthétiques et structurelles : les efflorescences signalent une perméabilité élevée et un risque accru de corrosion des armatures (si le béton est armé), tandis que la désagrégation réduit la résistance mécanique et expose les granulats, augmentant ainsi la vulnérabilité aux infiltrations ultérieures. Les mélanges les plus dégradés, comme le M1, montrent une pénétration d'eau atteignant 5,35 cm sous 5 bars, associés à une porosité inadaptée aux environnements agressifs. À l'inverse, les formulations optimisées, telles que le M4 (50 % sable concassé anguleux + 1 % d'hydrofuge), limitent la pénétration à 1,60 cm grâce à une granulométrie dense et une barrière hydrophobe qui bloque la migration des sels et des acides.

Conclusion :

- L'utilisation de sable concassé anguleux améliore l'emboîtement des grains, réduisant les vides interconnectés, tandis que l'ajout d'hydrofuge de masse (1 %) crée une résistance à l'absorption d'eau, limitant l'infiltration des agents agressifs.
- L'incorporation de ces ajouts permet de densifier la microstructure et de réduire les effets des attaques acides.



Figure IV.35 : Analyse visuelle de la dégradation des différents mélanges de béton après 06 mois et 12 mois de conservation dans les eaux usées.

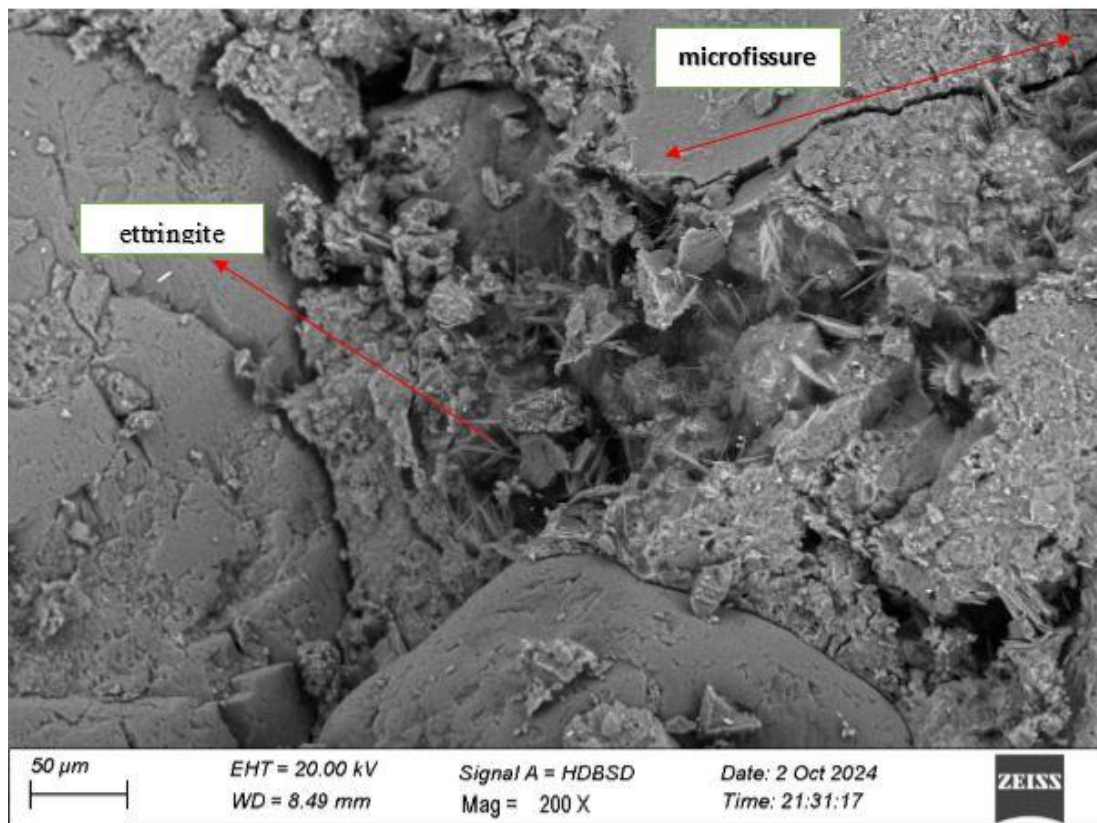


Figure IV.36: Apparaissant des microfissures dans la pâte ciment de mélange M1 après 12 mois de conservation dans les eaux usées.

IV.13.2.2. Analyse EDX des zones dégradées

Dans le cadre de cette recherche, une analyse approfondie de la zone altérée du béton a été réalisée à l'aide de la micro-analyse par dispersion d'énergie des rayons X (EDX), couplée à la microscopie électronique à balayage (MEB). Cette méthode a permis de caractériser la composition élémentaire des produits présents dans la région dégradée, notamment en identifiant les éléments caractéristiques des phases secondaires formées sous l'effet de l'attaque chimique (comme le soufre, le calcium, l'aluminium ou encore le silicium). L'objectif était de mettre en évidence les mécanismes de dégradation, tels que la formation de gypse, d'ettringite ou d'autres produits expansifs ou solubles, capable d'affecter la durabilité du béton exposé à un environnement agressif.

IV.13.2.2.1. Interprétation des éléments et mécanismes de dégradation

Les éléments trouvés dans l'analyse EDX sont présentés sur la figure IV.37, illustrant la répartition qualitative des constituants chimiques présents dans la zone dégradée du béton. Les valeurs quantitatives correspondantes sont regroupées dans le tableau IV.16, exprimées en pourcentage massique. Ces résultats permettent de comparer les teneurs en éléments majeurs entre les zones saines et altérées.

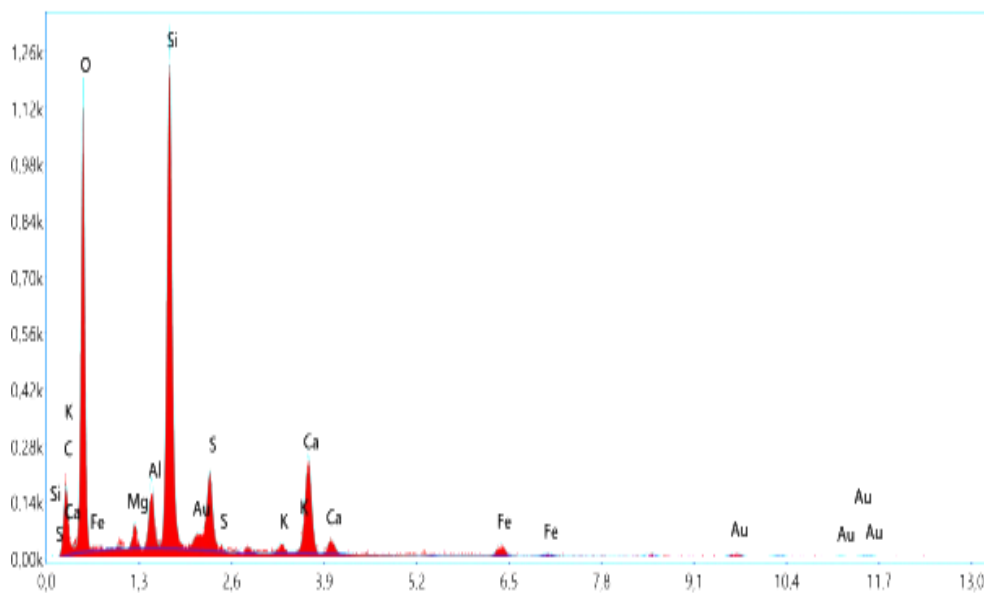


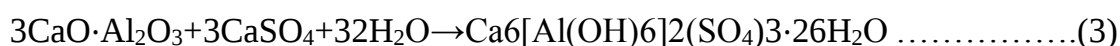
Figure IV.37: Spectre EDX de la zone dégradée du béton M1 exposé aux eaux usées après 12 mois.

Tableau IV.16: Composition chimique en pourcentage massique des éléments détectés dans la zone analysée (méthode EDX) de béton M1 exposé aux eaux usées après 12 mois.

Elément	% de masse	% atomique	Kratio	Z	A	F
C K	17.24	25.79	0,0397	1.0832	0.2128	1.0000
O K	53.21	59.75	0,1240	1.0380	0.2245	1.0000
MgK	0.93	0.69	0,0038	0.9605	0.4257	1.0014
AlK	1.94	1.29	0,0103	0.9252	0.5725	1.0025
SiK	12.62	8.07	0,0825	0.9458	0.6896	1.0022
S K	2.40	1.34	0,0162	0.9267	0.7275	1.0054
K K	0.40	0.18	0,0032	0.8779	0.8913	1.0189
CaK	4.39	1.97	0,0370	0.8940	0.9265	1.0180
FeK	1.22	0.39	0,0108	0.7979	1.0018	1.1036
AuL	5.64	0.51	0,0322	0.5335	1.0596	1.0097

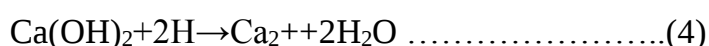
A. Présence de Soufre (S) et Sulfates

Dans le tableau IV.16 on remarque que le Soufre (2,40%) ce qui indique une attaque sulfatique provenant des eaux usées , conduite à la formation de l'ettringite , selon l'équation chimique (3), provoquant ainsi une expansion interne et des microfissurations du béton.



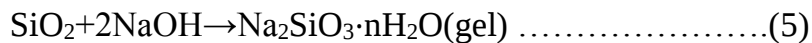
B. Teneur faible en Calcium (Ca)

Le pourcentage de Calcium est (4,39%), ce taux inférieur à celui d'un béton sain est normalement de 15% à 20% pour le ciment portland. Cette teneur est probablement due à un lessivage du $\text{Ca}(\text{OH})_2$ par les eaux acides (attaque acide), dissolvant la portlandite selon l'équation chimique (4) et réduisant la résistance de la matrice cimentaire à long terme :



C. Hypothèse d'une réaction alcali-silice (RAS) à vérifier

Les mélanges M1 et M2 de 100% sable alluvionnaire, contient de la silice réactive (SiO_2) une réaction en présence d'humidité et d'alcalins (Na^+ , K^+) du ciment, ces silices réactives forment un gel expansif de silicate alcalin selon l'équation chimique (5) :



Ce gel absorbe l'eau et gonfle, générant des contraintes internes qui fissurent le béton. Cependant, l'absence de fissures ou de gonflement visible rend cette hypothèse moins probable dans notre recherche. En plus Le pourcentage de potassium K et 0,40 %, est présent en faible quantité, insuffisant pour déclencher une RAS significative.

D.Exposition des granulats siliceux

Les mélanges M1 et M2 utilisent du sable alluvionnaire (100%), composé majoritairement de quartz (SiO_2). Lorsque la matrice cimentaire se dégrade (attaque acide ou sulfatique), les granulats de sable deviennent plus exposés en surface. L'analyse EDX détecte alors une proportion accrue de silicium provenant des grains de sable non dégradés. Le silicium détecté reflète la perte de la pâte de ciment plutôt qu'une augmentation réelle de Si. Cela indique une désagrégation avancée de la matrice.

E. Conclusion

Le silicium élevé dans les zones dégradées reflète une perte de cohésion de la matrice cimentaire plutôt qu'un excès de silice. Cette observation confirme l'impact destructeur des eaux usées acides/sulfatées sur les mélanges à base de 100% sable alluvionnaire M1 et M2.

IV.13.3. Test de profondeur de carbonatation selon la norme (NF EN 14630)

La carbonatation du béton entraîne une réduction du pH de la solution interstitielle. Ce phénomène peut être visualisé par l'emploi de phénolphthaléine, un indicateur coloré préparé dans le laboratoire de chimie à l'université de Ouargla, en dissolvant 1 g de poudre dans 100 ml d'un solvant composé à parts égales d'alcool éthanol et d'eau (50:50), figure IV.38. Selon les travaux de Thiery, M (2005), ce réactif vire au rose pour un pH supérieur à 9, révélant ainsi les zones non carbonatées, figure IV.39 [149]. Pour évaluer la carbonatation, le test a été réalisé au sein du laboratoire LEC situé à Ouargla, sur des éprouvettes prismatiques ($7 \times 7 \times 28$ cm), qui sont rompues par flexion, puis la solution de phénolphthaléine est appliquée par pulvérisation sur les surfaces fracturées, figure IV.40. Les régions au pH élevé (>9) prennent une teinte rosée, tandis que les zones carbonatées ($\text{pH} < 9$) restent incolores. Cette technique a été utilisée sur une période de 360 jours. La profondeur moyenne de carbonatation a été calculée en relevant huit mesures par face (en excluant les valeurs minimales et maximales) à l'aide d'un réglet, garantissant ainsi une estimation fiable et représentative.



Figure IV.38 : Préparation de la phénolphthaléine.

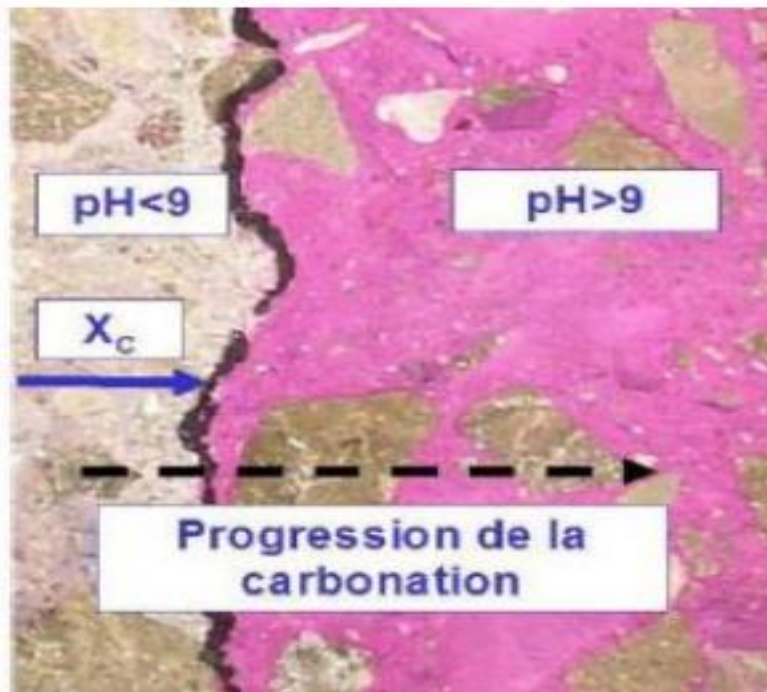


Figure IV.39 : Front de carbonatation a été identifié par pulvérisation de phénolphthaléine sur une éprouvette de béton après 14 jours de traitement en carbonatation accélérée, en gris la zone carbonatée (exposée au CO₂ atmosphérique), en violet la zone non carbonatée [149].

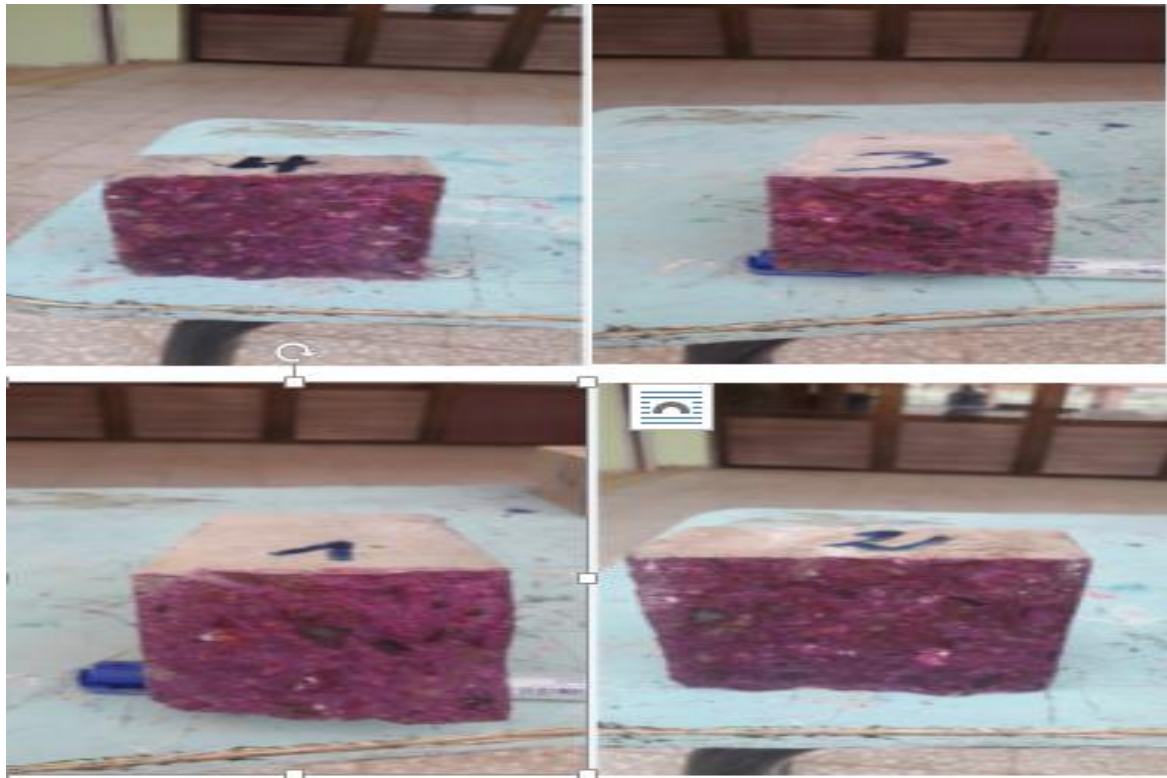


Figure IV.40 : Mesure de la profondeur de la pénétration de carbonatation.

IV.13.3.1. Analyse les résultats de la profondeur de carbonatation

Une absence de carbonatation constatée dans tous les mélanges de béton M1 à M4 après 12 mois d'exposition à un environnement d'eaux usées, soumis à des cycles alternés de mouillage et de séchage, peut être attribuée à une synergie de facteurs liés à la formulation des mélanges et aux conditions environnementales. Tout d'abord, le dosage élevé en ciment (450 kg/m^3) confère au béton une forte réserve alcaline, maintenant un pH élevé qui ralentit considérablement le processus de carbonatation [150]. Par ailleurs, l'incorporation systématique d'un super plastifiant dans tous les mélanges permet de réduire le rapport eau/liant, ce qui améliore la compacité de la matrice et limite la perméabilité aux gaz, notamment au CO_2 . Dans les mélanges M2 et M4, l'ajout d'un hydrofuge renforce encore cette protection en réduisant l'absorption capillaire d'eau et en empêchant la saturation excessive des pores. En outre, les cycles de mouillage/séchage dans un environnement chargé en ions (notamment sulfates) et en matières organiques favorisent la formation de produits secondaires, tels que l'étrangéité ou d'autres phases sulfatées. Ces produits de réaction ont tendance à colmater les pores du béton, contribuant ainsi à une barrière physique supplémentaire contre la pénétration du CO_2 .

IV.13.3.2. Conclusion

-Une teneur élevée en ciment → plus de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ formé → plus de réserve alcaline. Cette réserve permet de neutraliser le CO_2 sur une plus longue période avant que le pH ne chute dangereusement. Cela retarde la carbonatation en profondeur et protège les armatures.

- L'hydrofuge et le SC forment un équilibre entre réduction de l'absorption d'eau et maintien d'une microstructure serrée, inhibant totalement la carbonatation.

- les granulats fins silico-calcaires, utilisés en proportions égales (50/50) avec un taux de fines d'environ 8 %, affinent considérablement les pores capillaires et ralentissent la diffusion de l'acide carbonique.

-la réduction de la perméabilité par une meilleure compacité granulométrique et l'utilisation d'hydrofuges limite la diffusion du CO_2 et des agents agressifs, ralentissant ainsi la carbonatation. Ces résultats sont cohérents avec les modèles de transport diffusif dans les milieux poreux et confirment que la microstructure du béton, influencée par la nature des granulats et les adjuvants, est un paramètre clé dans la durabilité chimique des ouvrages exposés à des environnements agressifs.

IV.13.4. Essai de pénétration des chlorures

L'essai consiste à préparer une solution 0,1 M d' AgNO_3 dans le laboratoire de chimie à l'université de Ouargla figure IV.41, ensuite on pulvérise cette solution sur une surface fraîchement cassée ou sciée d'un échantillon de béton ayant été exposé aux chlorures figure IV.42 . Le nitrate d'argent réagit avec les ions chlorure présents dans le béton, formant un précipité blanc de chlorure d'argent (AgCl). En l'absence de chlorures, il réagit avec les ions hydroxydes pour produire un précipité brun-noir d'oxyde d'argent (Ag_2O). Cette réaction permet de visualiser clairement la limite de pénétration des chlorures, identifiable par un changement de couleur :

Zone blanche : présence d'ions chlorure (formation de AgCl)

Zone brunâtre : absence de chlorures (formation d' Ag_2O)

La profondeur de pénétration des chlorures est ensuite mesurée perpendiculairement à la surface exposée, à l'aide d'un pied à coulisse ou d'une règle graduée.

Cette méthode simple et efficace, mais elle reste souvent utilisée comme méthode complémentaire. Elle n'est pas normalisée au niveau ISO ou ASTM, mais elle est couramment mentionnée dans les documents de recherche.



Figure IV.41 : Préparation de la solution de nitrate d'argent (AgNO_3).

IV.13.4.1. Analyse les résultats de la profondeur de pénétration de chlorure

Dans la figure IV.42, aucune pénétration significative des chlorures n'a été détectée par pulvérisation de la solution de nitrate d'argent (AgNO_3). Cette absence de coloration indique que les ions chlorure n'ont pas migré en profondeur dans les échantillons. Cela peut être attribué à la formulation initiale des bétons, qui intègre un ciment résistant aux sulfates (CRS), caractérisé par une très faible teneur en aluminates (notamment en C_3A), ce qui limite la formation excessive d'ettringite expansive tout en conservant une capacité résiduelle à fixer chimiquement les ions chlorure. De plus, la présence d'un hydrofuge et d'un rapport E/C faible dans la formulation contribue à limiter la porosité et donc la diffusion des chlorures. À cela s'ajoute l'effet bénéfique de la combinaison de 50 % de sable concassé avec 50 % de sable alluvionnaire, contenant 8 % de fines inférieures à 0,08 mm. Cette composition optimise le compactage du squelette granulaire et améliore la densité de la matrice cimentaire, réduisant davantage la perméabilité du béton. L'ensemble de ces facteurs explique la très faible diffusion des ions chlorure dans les bétons M1 à M4, assurant une protection durable des armatures contre la corrosion.

IV.13.4.2. Conclusion

Même en conditions agressives, avec des cycles de séchage et de mouillage dans les eaux usées, la combinaison des paramètres de formulation et d'adjuvantation permet d'obtenir un béton à très faible perméabilité, empêchant la pénétration des chlorures au-delà du seuil détectable par la méthode au nitrate d'argent. Cela confirme la durabilité et la résistance des bétons étudiés face à la corrosion induite par les chlorures.

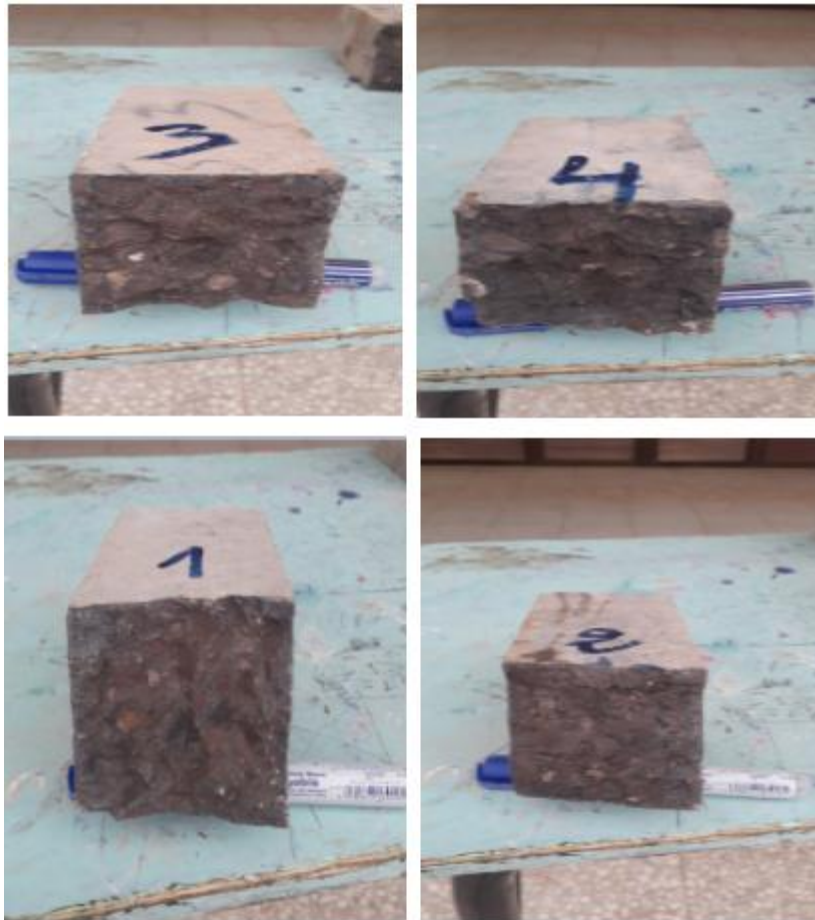


Figure IV.42 :Mesure de la profondeur de la pénétration de chlorure.

IV.13.5. Analyse DRX (Diffraction des Rayons X)

IV.13.5.1. Introduction

Les échantillons de M1, M2, M3 et M4, prélevés dans la couche inférieure d'enrobage du béton (profondeur < 1 cm) après 12 mois d'immersion en eaux usées, ont été analysés à l'aide de l'Olympus BTX II X-Ray Diffraction Analyzer dans le laboratoire géologie du Sahara à l'université de Ouargla figure IV.43. Cet appareil portable et polyvalent combine la diffraction des rayons X (XRD) et la fluorescence X (XRF), offrant une analyse simultanée des phases cristallines et de la composition élémentaire.

La résolution XRD de $0,25^\circ 2\theta$ (FWHM) et la plage angulaire de 5° à $55^\circ 2\theta$ ont permis d'identifier précisément les minéraux et produits d'altération dans le béton. Le module XRF, avec une résolution énergétique de 250 eV à 5,9 keV et une plage de 3 à 25 keV, a complété l'étude en quantifiant les éléments chimiques présents.

L'appareil, équipé d'un détecteur CCD 2D refroidi par Peltier (1024×256 pixels), assure des mesures stables malgré les contraintes environnementales. Optimisé pour les poudres fines ($< 150 \mu\text{m}$, tamis 100 mesh), il ne nécessite que 15 mg d'échantillon, simplifiant la préparation. Alimenté par un tube à rayons X au cuivre (30 kV, 330 μA) option cobalt disponible, il allie haute performance et faible consommation. Les données, stockées sur un disque dur renforcé de 40 Go, sont accessibles à distance via la connectivité sans fil 802.11b/g, facilitant les analyses sur site. Compact ($30 \times 17 \times 47$ cm) et léger (12,5 kg), le BTX II opère dans des conditions extrêmes (-10°C à 35°C), ce qui en fait un outil idéal pour les études in situ ou en laboratoire. Son utilisation a permis de caractériser finement la dégradation du béton exposé aux eaux usées, révélant des mécanismes de corrosion et des transformations minéralogiques critiques. L'objectif est d'analyser les effets des eaux usées sur la minéralogie du béton et d'identifier les transformations éventuelles de M1, M2, M3 et M4, échantillons conservés dans des eaux usées pendant une année et faire une comparaison avec Mt1, Mt2, Mt3 et Mt4, échantillons témoins conservés en laboratoire. Identification des phases minérales en comparant les pics avec les bases de données cristallographiques.



Figure IV.43: Diffractomètre à rayons X olympus.

IV.13.5.2. Analyse DRX Mt1 et M1

Les pics observés correspondent dans le courbe DRX Mt1 aux phases, détectées aux angles 2θ suivants, voir la figure V.44 :

Quartz (SiO_2) : 26.6° , 36.5° , 50.2°

Calcite (CaCO_3) : 29.4° , 39.4° , 43.1°

Portlandite (Ca(OH)_2) : 16° , 34.1° , 47.1°

Ettringite ($\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12} \cdot 26\text{H}_2\text{O}$) : 9.1° , 22.9° ,

Feldspaths : Identifiés autour de 28.0°

Nous avons identifié aussi plusieurs pics correspondant aux minéraux dans le courbe DRX M1, détectées aux angles 2 théta suivants, voir la figure IV.45 :

Quartz (SiO_2) : 20.8° , 26.6° , 36.5° , 50.2°

Calcite (CaCO_3) : 23.0° , 29.4° , 35.9° , 39.4° , 43.1° , 48.5°

Portlandite (Ca(OH)_2) : 16° , 34.1° , 47.1°

Ettringite ($\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12}\cdot 26\text{H}_2\text{O}$) : 9.1° , 22.9°

Feldspaths : Identifiés autour de 28.0°

Le Quartz et feldspaths, indiquent la présence de grains de sable alluvionnaire dans le béton. La présence de Calcite due probablement à une réaction de carbonatation du ciment ou la présence de carbonate de calcium dans les agrégats. La présence de Portlandite, atteste de l'hydratation du ciment et peut influencer la résistance mécanique. L'ettringite confirme une bonne hydratation du ciment, mais une surabondance peut causer une expansion nuisible.

IV.13.5.2.1. Analyse comparative entre M1 et Mt1

On observe dans la figure V.46, une diminution des pics de la portlandite (Ca(OH)_2) à 16° (2 θ) cela suggère probablement d'une carbonatation ou une dissolution de certains hydrates. L'augmentation des pics associés au quartz et à la calcite dans l'échantillon M1 peut être liée à des processus de recristallisation ou de carbonatation.. On remarque que le pic de l'ettringite à 9.1° (2 θ) a une intensité légèrement plus faible dans Mt1 (-4 unités) par rapport à M1 et à 15.8° (2 θ) , l'ettringite est absente dans Mt1 (échantillon témoin), mais présente dans M1 avec une intensité de 686. Cela pourrait être un produit de réaction secondaire causé par l'exposition aux eaux usées.

A. Conclusion :

M1 montre un pic fort à 15.8° qui est absent dans Mt1 possible formation d'ettringite secondaire due aux sulfates dans l'eau usée. Mt1 ne présente pas le pic à 15.8° , confirmant que cette phase est stable en conditions normales. L'ettringite ($\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12}\cdot 26\text{H}_2\text{O}$) est un produit d'hydratation du ciment qui joue un rôle important dans la résistance initiale du béton. Cependant, elle est très sensible aux milieux agressifs, contenant des sulfates, ce qui peut entraîner sa dissolution et provoquer des gonflements et les fissurations du béton.

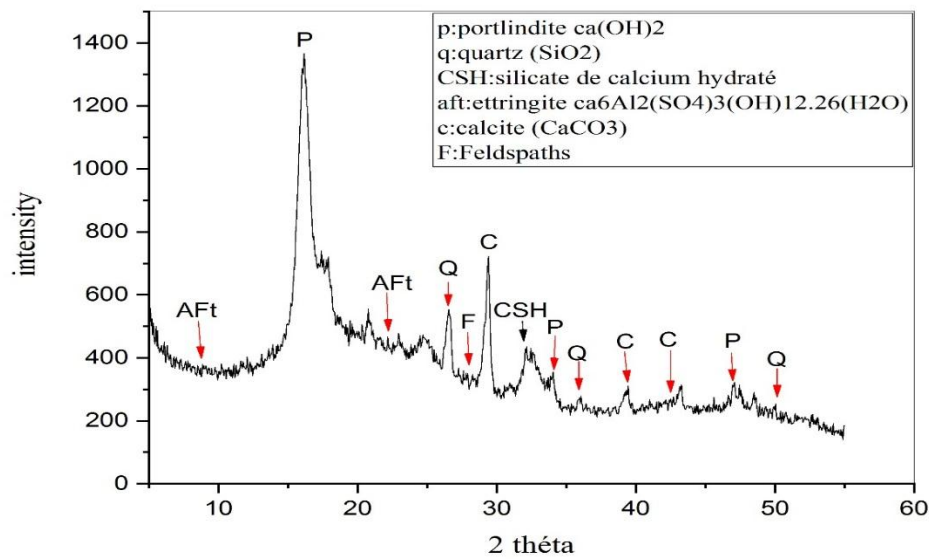


Figure IV.44 :Courbe DRX Mt1.

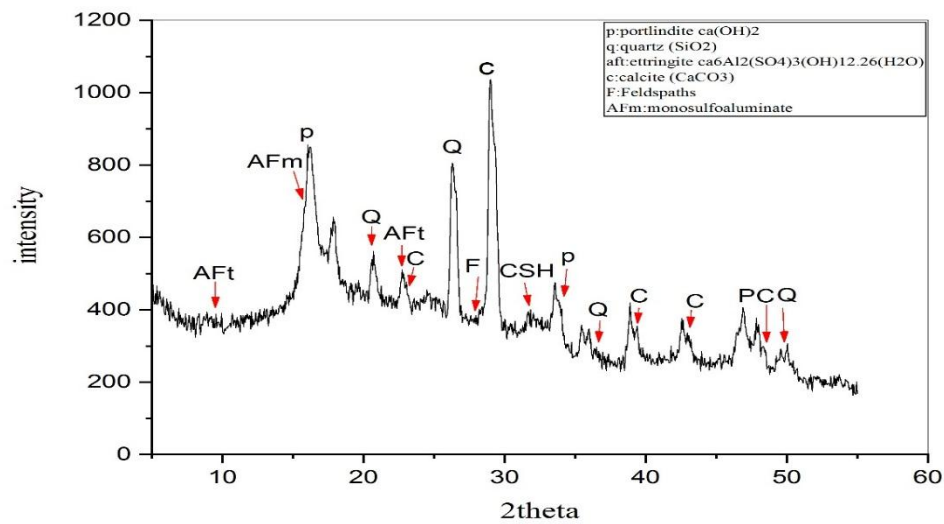


Figure IV.45 : Courbe DRX M1.

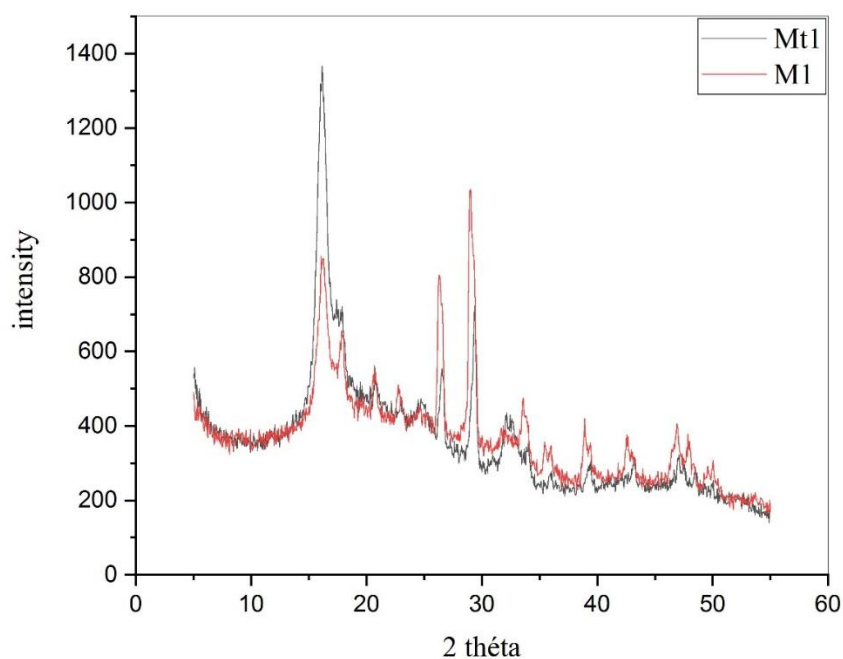


Figure IV.46 : Courbe comparative DRX Mt1 ,M1.

IV.13.5.3. Analyse DRX Mt2 et M2

À partir du fichier Mt2-film.txt voir tableau IV.17, et la figure IV.47, voici les pics les plus intenses détectés :

Tableau IV.17: Pics les plus intenses détectés dans Mt1.

Angle 2θ (°)	Intensité	Phase Minérale Probable
16°	1009.8	Portlandite (Ca(OH) ₂)
26.6°	1032.8	Quartz (SiO ₂)
29.4°	1151.6	Calcite (CaCO ₃)
32.1°	983.0	Portlandite (Ca(OH) ₂)
34.1°	955.4	Portlandite (Ca(OH) ₂)
36.5°	892.7	Quartz (SiO ₂)
50.1°	695.5	Quartz (SiO ₂)

Sur la figure IV.48, On remarque la présence dominante de Quartz (SiO_2), portlandite (Ca(OH)_2) et Calcite (CaCO_3), ce qui est attendu pour un béton normal. La forte intensité des pics de portlandite confirme une bonne hydratation du ciment. La présence d'un fort pic de calcite due aux agrégats.

IV.13.5.3.1. Analyse comparative entre M2 et Mt2

Dans la figure V.49, une diminution de la portlandite dans M2 qui indique une dissolution en milieu agressif. La calcite diminue dans M2, ce qui peut indiquer une dissolution due aux eaux usées contient des acides ou des ions agressifs. L'ettringite et le monosulfoaluminate sont plus marqués dans M2, ce qui pourrait être une conséquence d'une attaque sulfatique due aux eaux usées.

A. Conclusion :

M2 subit des transformations chimiques sous l'effet des eaux usées, avec une augmentation des produits secondaires de réaction (ettringite, monosulfoaluminate) et une dissolution partielle des phases carbonatées (calcite).

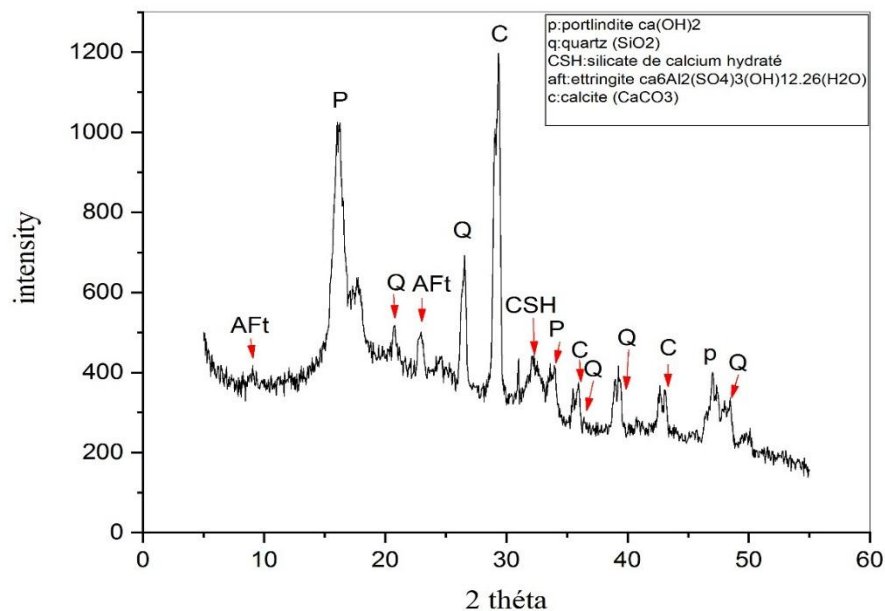


Figure IV.47 : Courbe DRX Mt2.

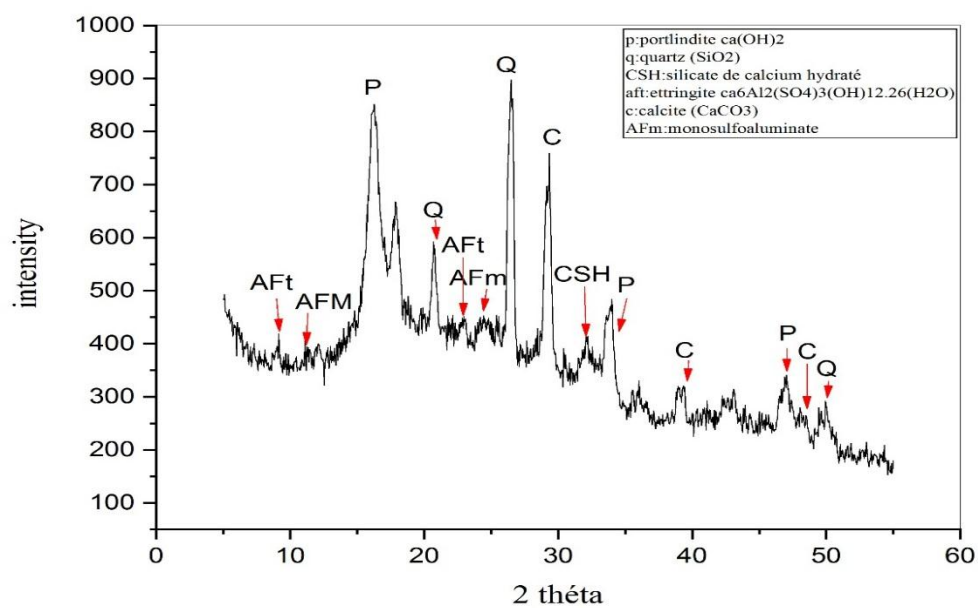


Figure IV.48: Courbe DRX M2.

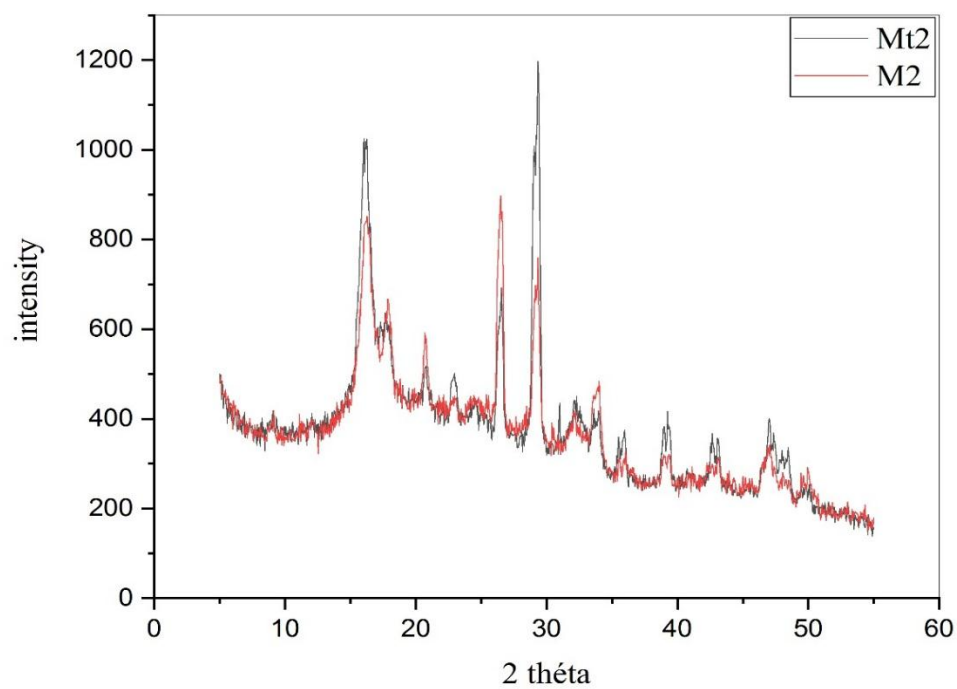


Figure IV.49 : Courbe comparative MT2 M2.

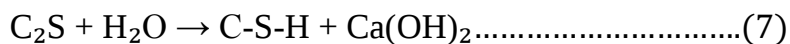
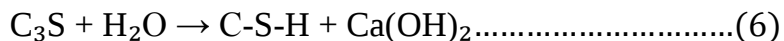
IV.13.5.4. Analyse DRX Mt3 et M3

On observe dans la figure IV.50, les pics principaux de la portlandite dans la courbe DRX Mt3 détectée à 16°, 34°, 47° qui indique une bonne hydratation du ciment. Le Calcite (CaCO_3) détectée à 29°, 39°, 48° sa présence due aux agrégats ou suggérant une carbonatation limitée pour des échantillons conservés dans le laboratoire. Le Quartz (SiO_2) détecté à 20.8°, 26.6°, 50°, c'est un minéral stable provenant des granulats, il n'a pas de transformation significative. L'ettringite ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$) détectée à 9.1°, 22.9°, sa formation lors de l'hydratation initiale du ciment avec présence normale, sans indication d'attaque sulfatique. Dans la figure IV.51, courbe DRX M3, on observe le monosulfoaluminate dû à la réaction entre les sulfates présents dans l'eau et les aluminates du ciment. La dissolution partielle de la calcite, ce qui peut être causé par une acidité plus élevée des eaux usées.

IV.13.5.4.1. Analyse comparative entre M3 et Mt3

Une notable intensité de AFm dans M3 indique une probable dissolution ou transformation du gypse sous l'effet des eaux usées.

Sur la figure IV.52, on observe, l'augmentation simultanée de la portlandite s'explique par la poursuite des réactions d'hydratation du ciment Portland. La portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ se forme principalement lors de l'hydratation des silicates de calcium (C_3S et C_2S) selon les réactions (6) et (7) :



Cette phase cristalline continue de précipiter au fur et à mesure que les grains de ciment anhydres poursuivent leur hydratation, même après plusieurs mois ou années

-La réduction de l'ettringite dans M3 probablement due probablement à une transformation en monosulfoaluminate sous l'effet des sulfates.

- La réduction des pics de SiO_2 témoigne de sa consommation progressive dans les réactions d'hydratation du ciment. La silice réactive se combine avec la chaux pour former les silicates de calcium hydratés (C-S-H)

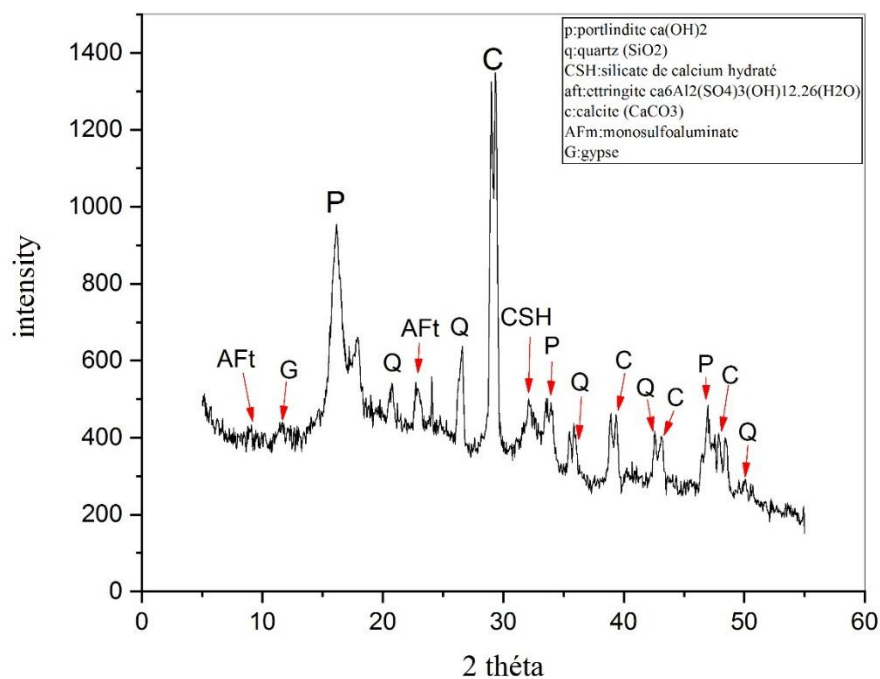


Figure IV.50 : Courbe DRX MT3.

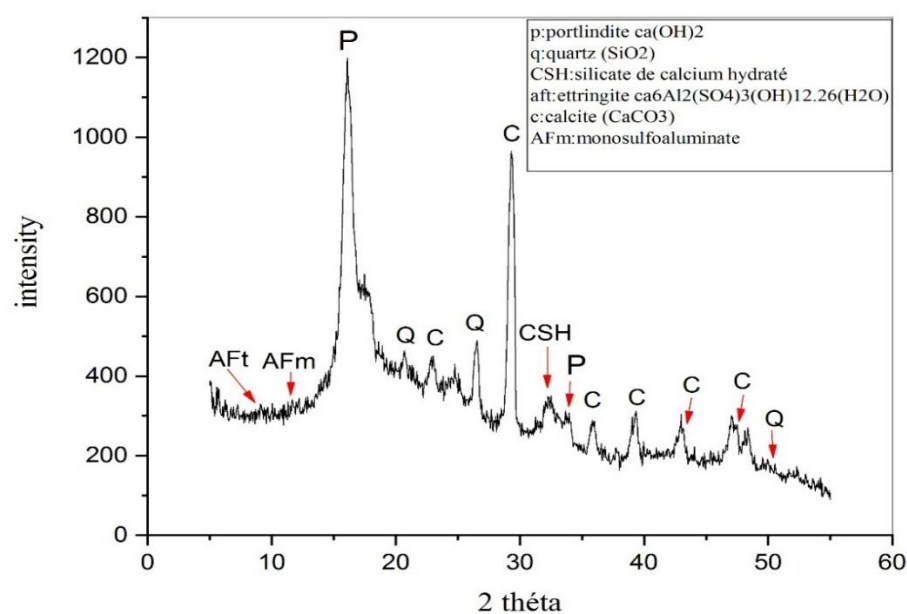


Figure IV.51 : Courbe DRX M3.

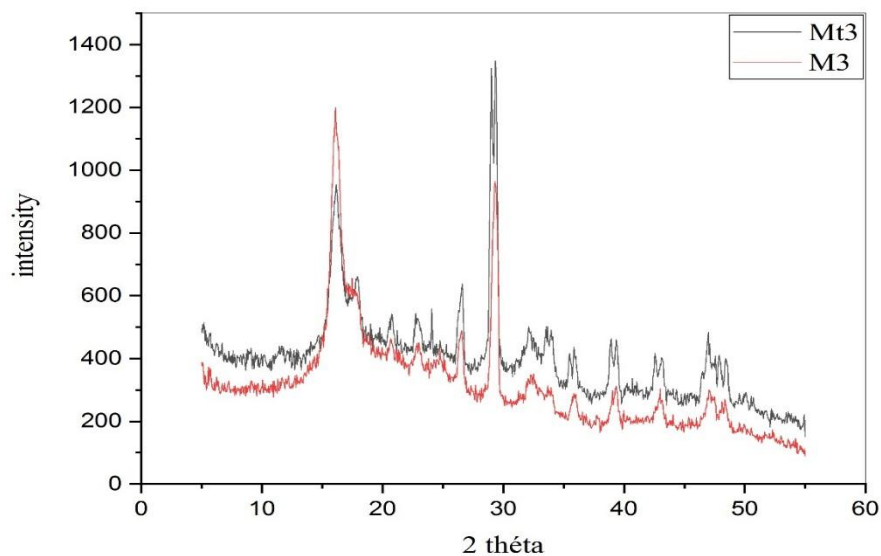


Figure IV.52 : Courbe comparative DRX Mt3 ,M3.

IV.13.5.5. Analyse DRX Mt4 et M4

On observe dans les figures V.53, V.54, Mt4 et M4 la présence d'une composition riche en quartz, calcite, portlandite, et ettringite, reflétant un mélange équilibré entre granulats naturels (sable alluvionnaire et de carrière) et ciment CRS bien hydraté. Dans la figure IV.53 de béton Mt4 le pic à l'angle 2θ 11.6° avec une intensité relative importante, synonyme de présence du gypse due probablement à une partie du gypse peut rester intact dans le béton après le durcissement, surtout si l'hydratation n'est pas complète ou le béton contient des sulfates des granulats. Ces sulfates peuvent réagir avec le calcium libre (portlandite), $\text{Ca}(\text{OH})_2$ et l'eau pour former du gypse. Cette réaction est particulièrement probable si le béton contient des sulfates résiduels non consommés lors de la prise. Ces mécanismes sont typiques des bétons conservés dans des conditions de laboratoire, où les phases minérales secondaires restent stables. On observe, que la calcite c'est la phase dominante dans les deux échantillons mais avec une intensité plus élevée pour Mt4, la portlandite a une intensité plus marquée dans Mt4 due à une bonne hydratation.

IV.13.5.5.1. Analyse comparative entre M4 et Mt4

-Le béton M4 conservé dans les eaux usées, figure IV.55, présente des diminutions des phases hydratées (portlandite, ettringite) et des intensités inférieures des pics liés au quartz/calcite. Ces changements suggèrent que l'environnement humide a favorisé la recristallisation de certains composants tout en dégradant l'autres.

-la formation des phases AFm caractéristiques de l'évolution à long terme des produits d'hydratation du ciment Portland. Cette phase se forme typiquement après épuisement du gypse dans le système cimentaire.

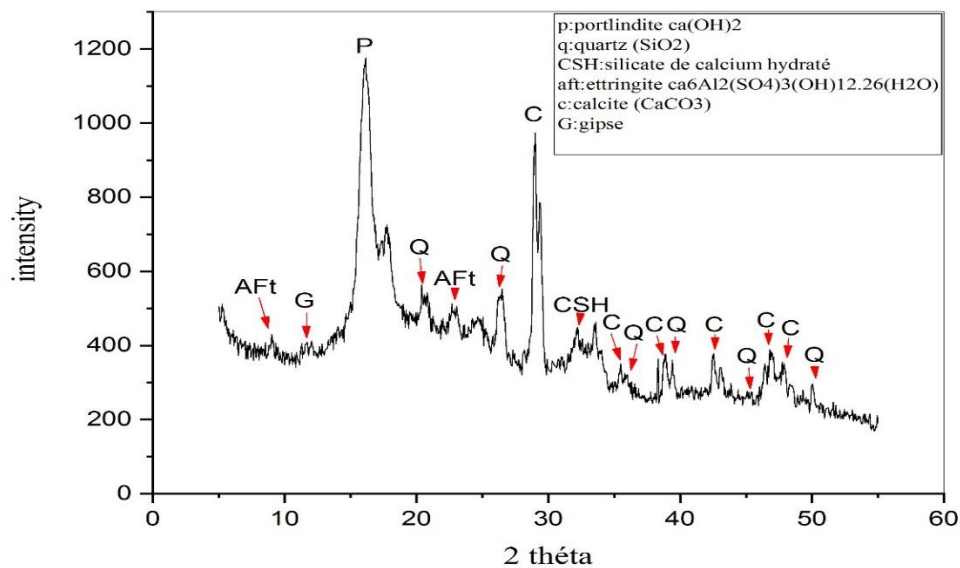


Figure IV.53 :Courbe DRX Mt4.

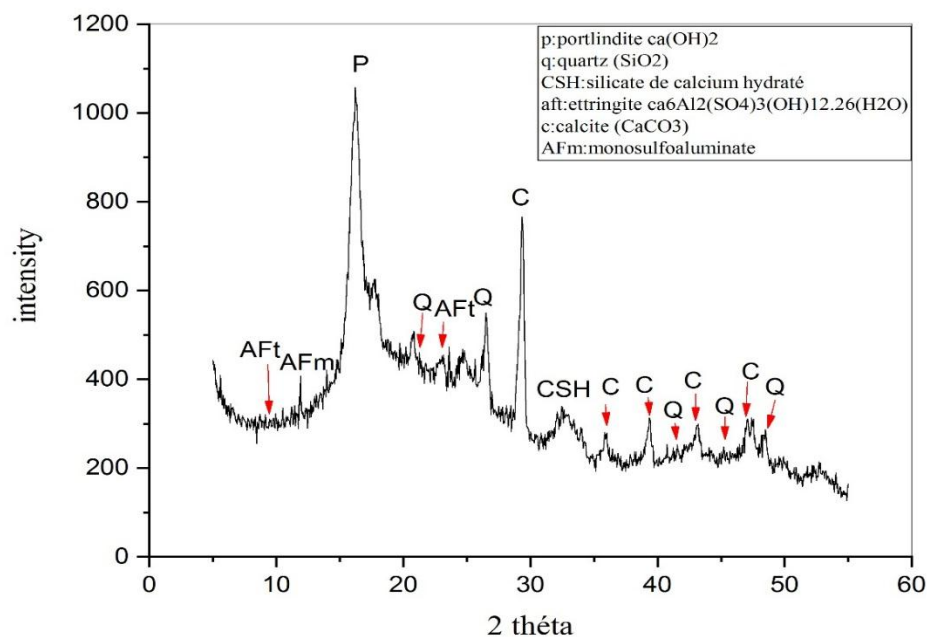


Figure IV.54 :Courbe DRX M4.

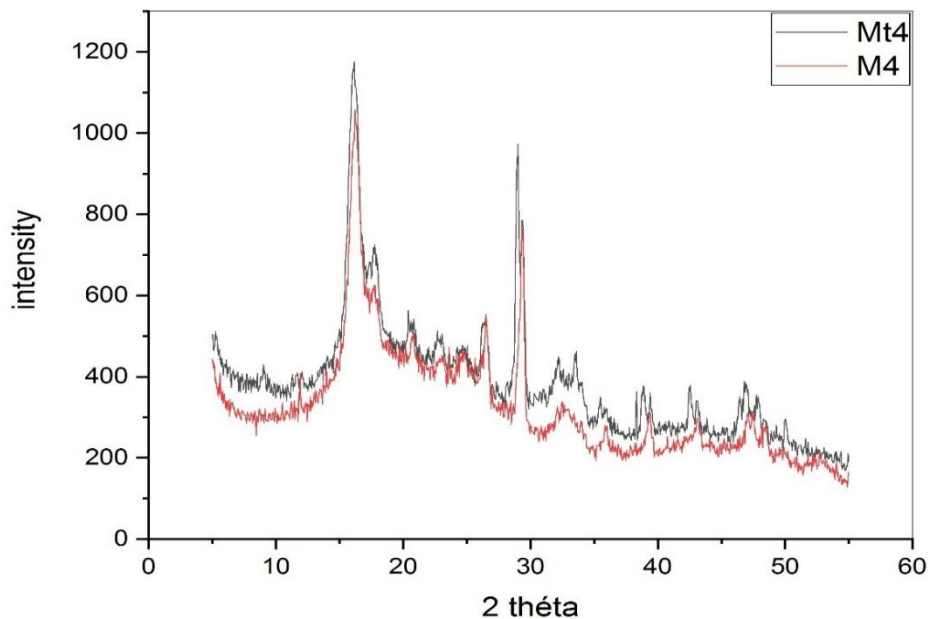


Figure IV.55 : Courbe comparative DRX MT4 M4.

IV.13.6. Analyse microstructurale du Béton par Microscopie Électronique à Balayage

IV.13.6.1. introduction

Dans le cadre de cette étude, l'ensemble des analyses microscopiques et élémentaires ont été réalisées sur des échantillons de béton au Centre de Recherche (CRPC) de l'Université Kasdi Merbah de Ouargla, à l'aide d'un microscope électronique à balayage (MEB) de marque ZEISS (voir fig IV.56), couplé à un système d'analyse élémentaire de type EDX (Energy Dispersive X-ray Spectroscopy).

Le microscope ZEISS utilisé au CRPC offre une observation en haute résolution des surfaces, avec des grossissements pouvant atteindre plusieurs milliers de fois, permettant ainsi une visualisation fine de la microstructure du béton. Il est doté d'un canon à émission de champ, garantissant une excellente qualité d'image même à faible tension, ce qui est particulièrement adapté à l'étude de matériaux sensibles ou peu conducteurs comme le béton.

Le système EDX intégré permet une analyse qualitative et semi-quantitative de la composition chimique des échantillons. Il permet d'identifier les éléments chimiques présents dans les zones ciblées par le faisceau d'électrons, offrant ainsi une

compréhension précise des processus de dégradation ou des transformations minéralogiques à l'échelle microscopique.



Figure IV.56 :Microscope ZEISS utilisé au CRPC de ouargla .

IV.13.6.2. Analyse de la micrographie MEB du béton M1

Les hydrates présents dans la matrice cimentaire de l'image MEB Mt1 qui montre une microstructure d'un béton formulé avec du sable alluvionnaire, dans la figure IV.57 A. Les zones granuleuses diffuses autour des pores sont probablement constituées de C-S-H qui est le principal produit d'hydratation du ciment, responsable des propriétés mécaniques du béton. Sa structure amorphe ou semi-cristalline est visible sous forme de masses irrégulières. La quantité limitée d'ettringite indique un risque réduit d'expansion sulfatique différée. Les zones plus claires et brillantes dans l'image, figure IV.57 B, peuvent correspondre à des cristaux de portlandite qui est un produit secondaire de l'hydratation du ciment, souvent visible sous forme de cristaux hexagonaux ou lamellaires qui contribue à l'alcalinité du béton. Les structures filamenteuses visibles au centre de l'image sont caractéristiques de l'ettringite. Ces cristaux aciculaires se forment lors de l'hydratation du ciment en présence de sulfates et d'aluminium. Ils jouent un rôle important dans la résistance initiale du béton. Les monosulfoaluminates pourraient être présents dans les zones proches des cristaux d'ettringite où les sulfates sont limités. On observe dans la figure IV.58 A, des structures en forme de bâtonnets ou d'aiguilles, caractéristiques de l'ettringite ($\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12} \cdot 26\text{H}_2\text{O}$), sa Longueur environ 2-3

μm et de diamètre approximativement $0,1-0,2 \mu\text{m}$. autres structures tabulaires ou en plaquettes présentes entre les aiguilles d'ettringite peuvent correspondre au monosulfoaluminate ($\text{Ca}_4\text{Al}_2\text{O}_6(\text{SO}_4) \cdot 14\text{H}_2\text{O}$), son épaisseur significativement plus fine que l'ettringite, environ $0,2-0,3 \mu\text{m}$ et de largeur, environ $0,5-1 \mu\text{m}$ pour les plaquettes individuelles. Les structures massives et irrégulières visibles au centre et dans les parties supérieures de la figure IV.58 B, correspondent aux C-S-H, phase principale de la pâte de ciment hydratée. Leur morphologie dense et granuleuse est typique, confirmée par les teneurs élevées en calcium (18,50%) et silicium (22,50%) dans l'analyse EDX. Les structures en forme de plaquettes hexagonales plus claires et plus massives visibles dans la partie centrale de l'image sont caractéristiques de la portlandite. Les cristaux aciculaires en forme d'aiguilles dans la figure IV.58 A, en comparaison avec l'échantillon Mt1 figure IV.57 A, on observe une augmentation nette des aiguilles AFt à la suite d'une exposition à des sulfates externes et une cristallisation secondaire importante, la formation excessive d'ettringite se développe dans la porosité par expansion qui peut provoquer une fissuration de la matrice cimentaire, les morphologies en aiguilles sont significativement plus développées dans le béton exposé aux eaux usées, indiquant un effet agressif de milieu sur la microstructure et la durabilité de béton. D'après Mehta et Monteiro (2014), une forte présence d'ettringite peut entraîner des expansions internes et des fissurations à long terme, compromettant la durabilité du béton. À l'inverse, une matrice dominée par le C-S-H offre généralement une meilleure résistance aux agressions environnementales[151].

IV.13.6.2.1. Conclusion

L'ettringite et le C-S-H dominent les phases hydratées, mais leur proportion dépend des conditions d'hydratation et des réactions chimiques dans la matrice cimentaire.

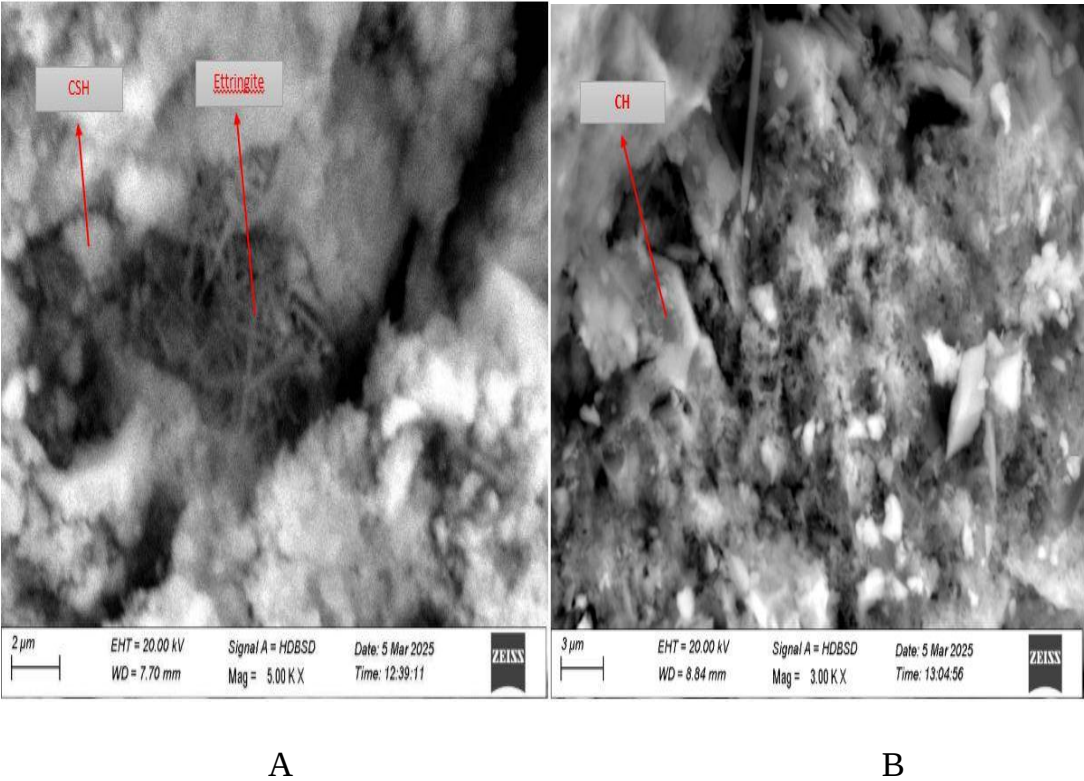


Figure IV.57 : Photos MEB de différents agrandissement de bétons Mt1 à l'âge 360 jours.

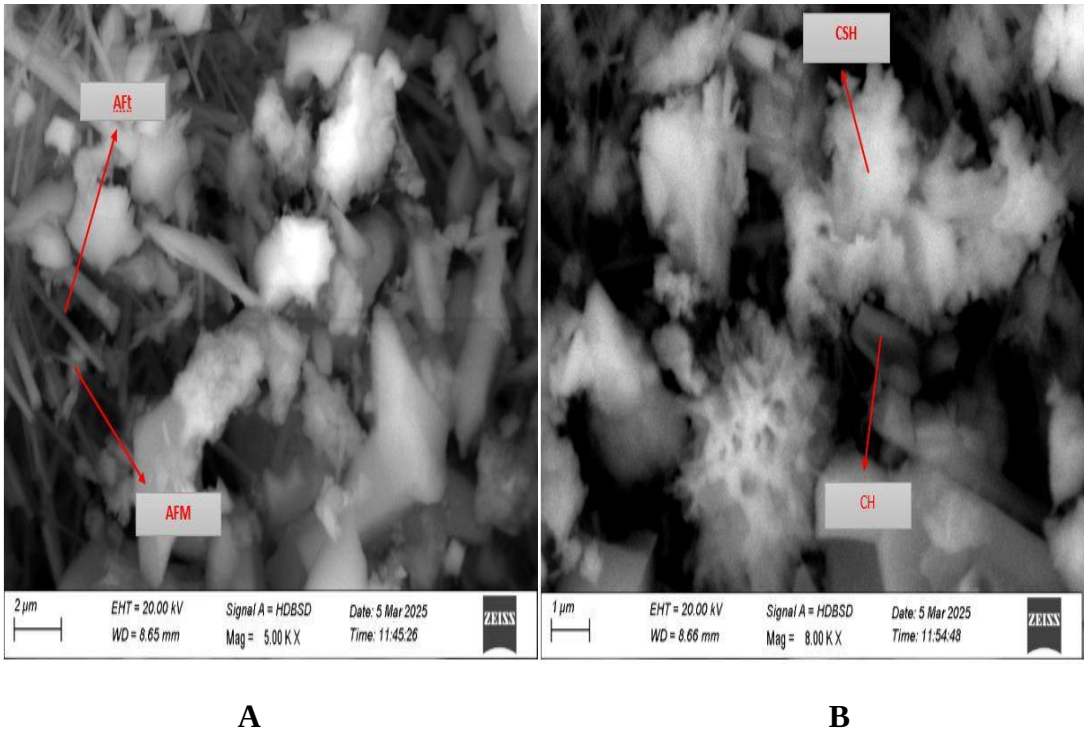
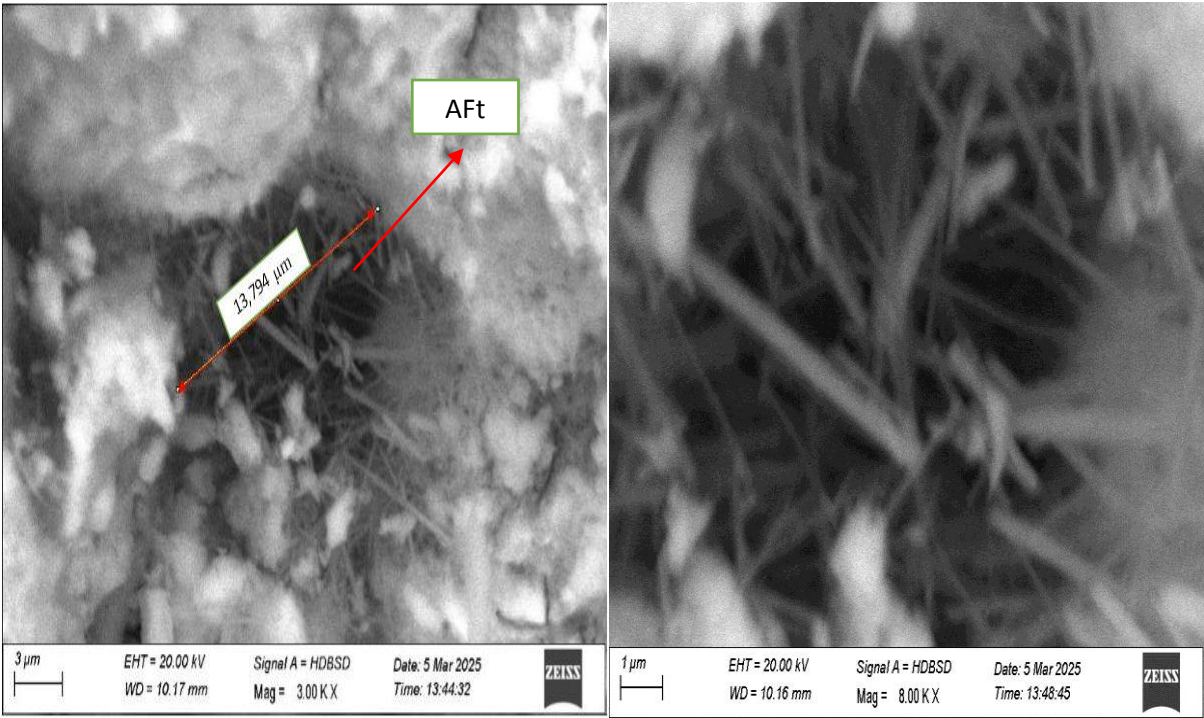


Figure IV.58 : Photos MEB de différents agrandissement de bétonM1 à l'âge 360 jours .

IV.13.6.3. Analyse de la micrographie MEB du béton M2

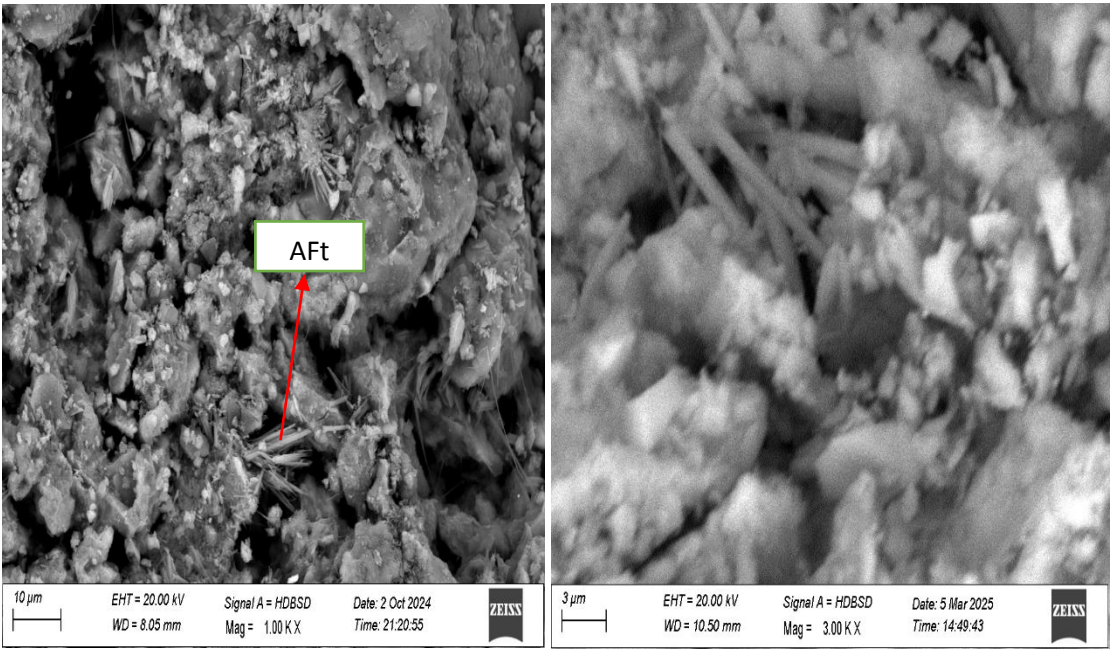
L'image Fig IV.59 A, montre une formation importante d'ettringite sous forme de cristaux (en forme d'aiguilles) regroupés denses au centre. D'après Moffatt, les systèmes à base d'ettringite sont sensibles à la carbonatation, ce qui peut affecter leur stabilité à long terme[152] . Selon Mehta et Monteiro, la présence importante d'ettringite comme observée dans notre recherche pour l'échantillon Mt2 peut être un problème pour la durabilité à long terme. Une formation excessive d'ettringite peut entraîner des expansions internes et des fissurations, compromettant la durabilité du béton face aux attaques sulfuriques[151]. Les hydrates dont la morphologie est bien définie et préservée, une structure générale qui paraît stable et peu altérée. On observe que Cette structure est entourée de C-S-H (silicate de calcium hydraté) avec une porosité visible mais localisée. Sur l'image figure IV.59 B, on observe clairement que Les espaces entre les aiguilles sont bien visibles, montrant une porosité interconnectée, La longueur des aiguilles est d'environ 1,5 -2 μm , avec un diamètre très fin. On observe sur la figure IV.60 B, des cristaux aciculaires d'ettringite partiellement altérée, avec des aiguilles moins bien définies, les hydrates C-S-H montrant des signes de décalcification, les espaces vides plus nombreux et moins réguliers. L'augmentation de la porosité due à la lixiviation de certains composants, on remarque aussi la formation des cristallines modifiées probablement des produits de réaction avec les composants des eaux usées. Tandis que les sulfates peuvent réagir avec les aluminates pour former de nouvelles phases expansives. La zone de contraste intermédiaire indique la présence des phases AFm. Dans la figure IV.60 A, on remarque les aiguilles d'ettringite semblent avoir subi une transformation morphologique. Dans la même figure des zones très sombres indiquant une porosité plus importante mais moins régulière .



A

B

Figure IV.59 : Photos MEB de différents agrandissement de bétonMt2 à l'âge 360 jours .



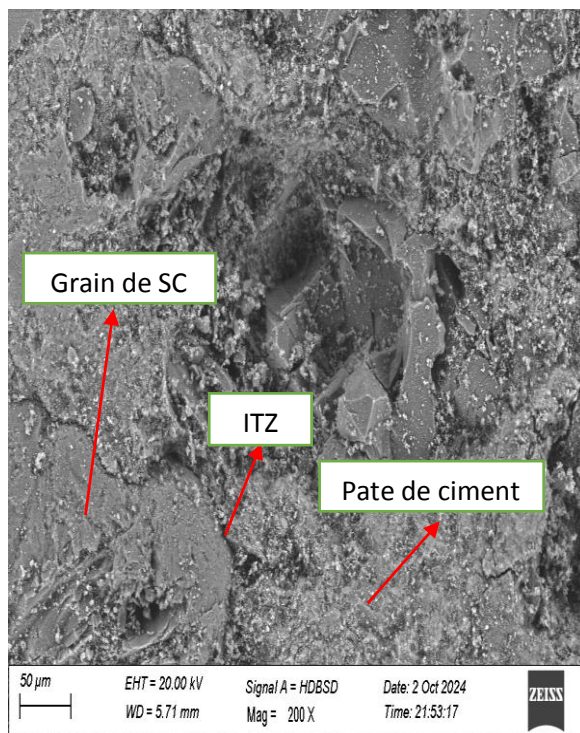
A

B

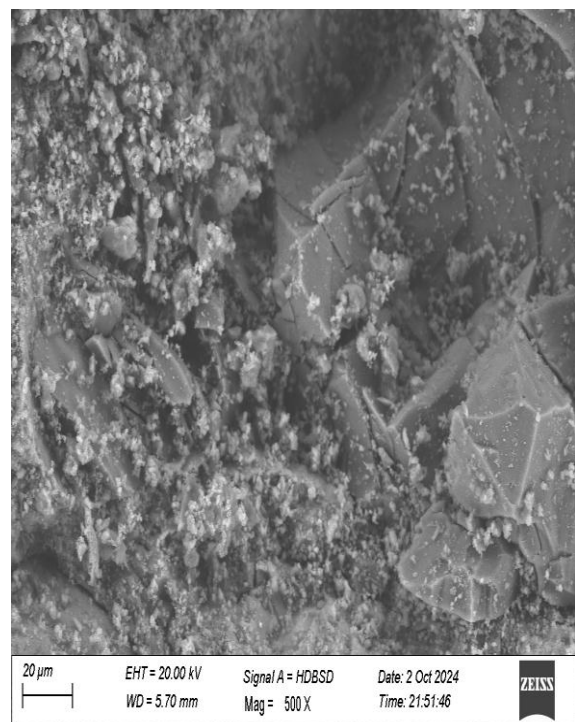
Figure IV.60 : Photos MEB de différents agrandissement de bétonM2 à l'âge 360 jours.

IV.13.6.4. Analyse de la micrographie MEB du béton M3

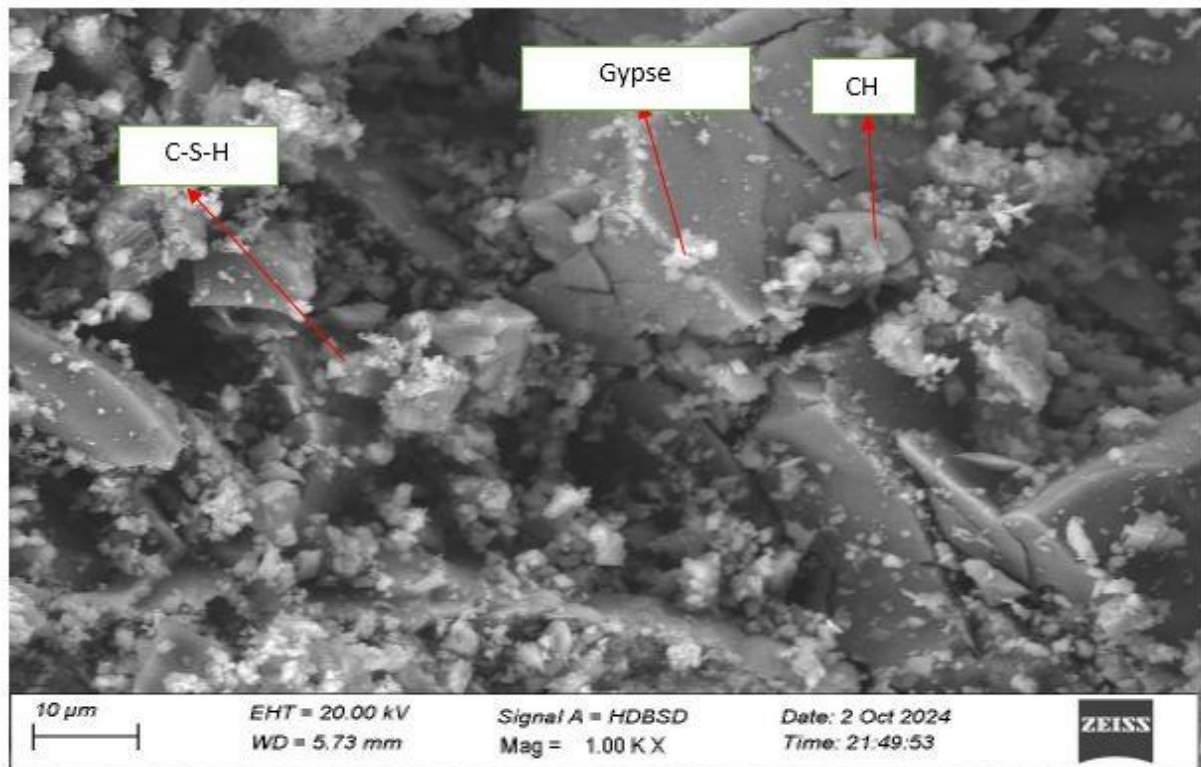
Dans la fig IV.61 A, B on observe que la texture de surface présente une morphologie très lisse et régulière, avec des transitions graduelles entre les différentes phases. Le béton M3 présente des interfaces pâte-granulat particulièrement bien développées, avec une zone de transition inter faciale dense et cohésive, cette caractéristique est cruciale pour les propriétés mécaniques du béton et sa durabilité. Dans la figure IV.61A, L'analyse révèle une porosité très réduite dans le béton M3, avec une microstructure exceptionnellement compacte. Cette densité élevée est caractéristique des bétons à hautes performances, par rapport aux mélanges M1 et M2 précédemment analysés dans les mêmes agrandissement. Dans la figure IV.61 C, l'échantillon M3 présente une organisation microstructurale dense avec des cristaux hexagonaux bien développés particulièrement visibles dans la partie centrale de l'image. Cette morphologie cristalline caractéristique témoigne d'une hydratation avancée du ciment avec formation de phases hydratées bien cristallisées. On observe à la fois de grands cristaux plats et anguleux, et de très nombreuses petites particules dispersées à leur surface ou dans les espaces interstitiels, ce qui est typique d'un gypse microcristallin ou d'un mélange de différentes tailles de grains.



A



B



C

Figure IV.61 : Photos MEB de différents agrandissement bétons M3 à l'âge 360 jours.

IV.13.6.5. Analyse de la micrographie MEB du béton M4

Dans la figure IV.62 A, on observe des zones compactes de teinte grise moyenne, visible dans cette microstructure, correspondant à ces C-S-H, qui résultent de l'hydratation des silicates tricalciques (C_3S) et bicalciques (C_2S) du ciment Portland. La composition variable de ces C-S-H, avec un rapport C/S généralement compris entre 0,6 et 2, leur confère leurs propriétés liantes exceptionnelles. La portlandite $Ca(OH)_2$ apparaît sous forme de cristaux plus clairs dans certaines zones de l'échantillon M4. Cette phase hydratée se forme simultanément avec les C-S-H lors de l'hydratation des silicates de calcium. L'analyse révèle la présence d'ettringite (trisulfoaluminate de calcium hydraté) dans certaines zones de l'échantillon M4. Cette phase hydratée, de formule $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 3CaSO_4 \cdot 32H_2O$, se forme par l'hydratation de l'aluminate tricalcique (C_3A) en présence de sulfates. Les C-S-H assurent la cohésion principale de la matrice, tandis que l'ettringite peut jouer un rôle ambivalent : bénéfique pour la prise initiale mais potentiellement délétère si elle se forme tardivement sous forme secondaire. L'observation de zones denses en hydrates alternant avec des espaces poreux suggère une hydratation hétérogène, caractéristique des bétons ayant subi des conditions

particulières. Dans la figure IV.62 B, on remarque l'effet bénéfique de 8% de fines calcaires dans M4 agissent comme effet filler, densifiant la microstructure et réduisant la porosité capillaire. Ces fines, améliorent également la qualité de l'ITZ en créant une meilleure compatibilité chimique avec la pâte de ciment.

IV.13.6.5.1. Conclusion

Dans le microstructure de M4 on remarque :

- Une réduction de la porosité capillaire par une hydratation complète.
- Amélioration la qualité de l'ITZ grâce à la rugosité du sable concassé et aux fines calcaires
- Densification de la matrice, et une limitation de l'interconnexion des pores

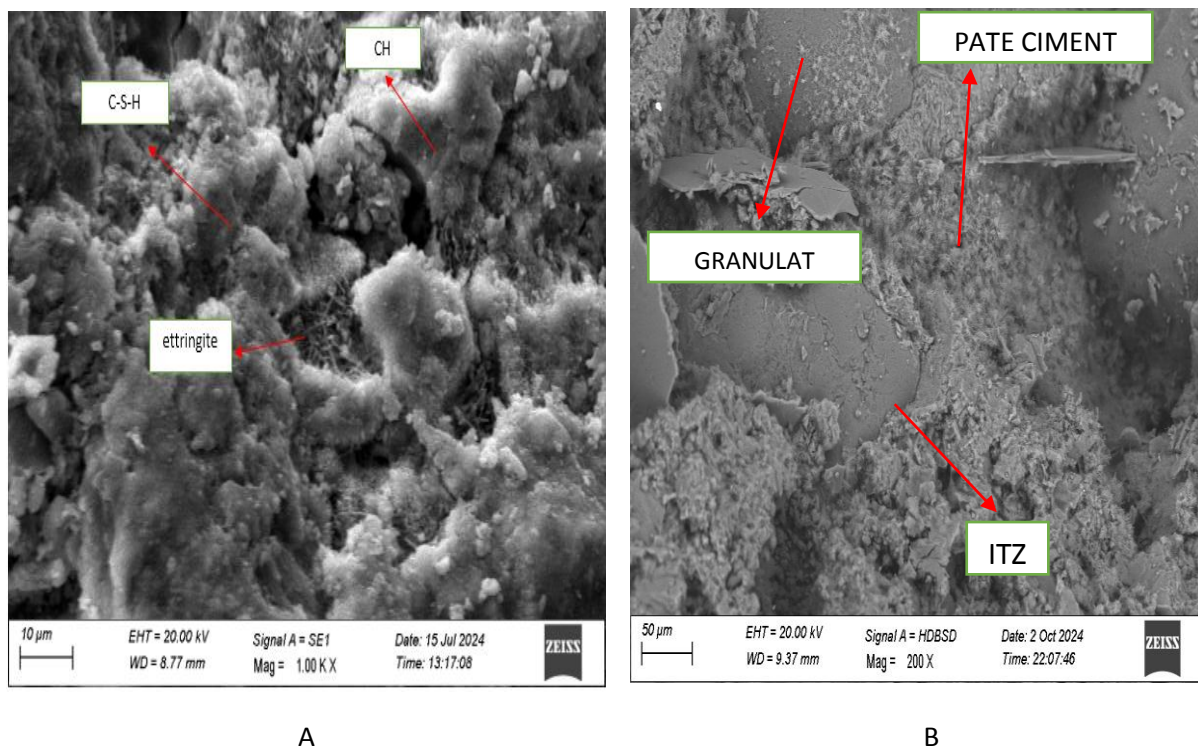


Figure IV.62 : Photos MEB de différents agrandissement bétons à l'âge 360 jours M4.

Partie C : Analyse des performances mécaniques et de la durabilité de regards prototypes en PRV en conditions de sol agressif et d'eaux usées

IV.14. Introduction

Dans le cadre de cette étude expérimentale, l'usine MAGHREB PIPE, située dans la wilaya de M'Sila, a pris en charge la fabrication des regards prototypes en plastique renforcé de verre (PRV), comme illustré dans la figure V .63. Ces regards ont été fabriqués à l'aide de la technique d'enroulement filamentaire discontinu, un procédé automatisé permettant le dépôt successif de couches de fibres de verre imprégnées de résine. Ce procédé assure une bonne homogénéité des pièces et confère au produit final d'excellentes propriétés mécaniques.

L'objectif de ce travail est de caractériser le comportement mécanique et la durabilité de ces regards après conservation dans un milieu agressif (eaux usées) pendant 6 mois et 12 mois. Les essais sont réalisés au laboratoire de l'usine MAGHREB PIPE, sur des échantillons extraits des regards. Ces derniers ont été enterrés et périodiquement remplis d'eaux usées au niveau de la station d'épuration de Touggourt (voir la figure IV .64).



Figure IV .63 : Regards prototypes pour assainissement.



Figure IV.64 : Conservation des regards prototypes dans un milieu agressif dans la STEP de Touggourt.

IV.14.1 Matériaux et Méthodologie

IV.14.1.1. Composants utilisés

Les matériaux mis en œuvre sont ceux disponibles à l'usine MAGHREB PIPE, voir la figure IV .65.

V.14.1.1.1 Matrice

La résine polyester insaturée utilisée dans cette étude est de type PRE 64, voir la figure IV.65 A, incorporée à un dosage compris entre 25 % et 35 % en poids par rapport au mélange total. Ce polymère thermodurcissable présente une bonne aptitude au moulage, une excellente adhésion aux fibres de renforcement (notamment en PRV), ainsi qu'une résistance chimique appréciable, notamment en milieux humides. Ses propriétés physiques, et mécaniques sont détaillées dans les tableaux IV.18,19. Ces caractéristiques justifient son choix pour la fabrication de regards en composites soumis à des conditions agressives.

A. Catalyseur

Un catalyseur est utilisé en combinaison avec la résine polyester de type Boytek CK 121190, à un dosage compris entre 0,8 % et 2 % en poids par rapport à la résine, afin d'assurer la polymérisation et le durcissement du composite.

B. Accélérateur

L'activation de la polymérisation est facilitée par l'ajout d'un accélérateur au cobalt, utilisé à une concentration variant de 0,15 % à 0,3 %.

V.14.1.1.2. Renforts en fibres de verre

Trois types distincts de fibres de verre ont été utilisés dans cette étude, comme illustré dans la figure IV.65 B.

A.C-glass

tissu de verre à haute résistance chimique, utilisé en couche interne, ces caractéristiques sont présentés dans les tableaux IV.20,21.

B.Mat

Mat de verre haché, améliorant la rigidité et la résistance à la fissuration ,ces caractéristiques sont indiquées dans les tableaux IV.22,23.

C.Hoop 2400

Fibre continue utilisée pour les couches de renforcement circonférentiel, ces caractéristiques sont illustrées dans les tableaux IV.24,25.



Figure IV.65 : Type de la résine et fibres utilisés dans la fabrication des regards.

Tableau IV.18 : Propriétés physiques et chimiques de la résine polyester insaturée (PRE 64).

Propriété	Valeur	Unité
État physique	Liquide	-
Masse volumique (20°C)	1550-1900	kg/m ³
Point d'ébullition	130-145	°C
Aspect	Fluide, opaque à transparent	-
Odeur	Caractéristique du styrène	-
Température d'auto-inflammation	427	°C
Densité relative	0,91-1,55	-
Pression de vapeur (20°C)	622-2105	Pa
Point d'éclair	23-44	°C
Viscosité Brookfield (2 rpm)	1700	cps
Viscosité Brookfield (20 rpm)	550	cps
Pression de vapeur (50°C)	3,3-8,78	kPa
Index thixotropique	3	-

Tableau IV.19 : Propriétés mécaniques et de polymérisation résine polyester insaturée (PRE 64).

Propriété	Valeur	Unité/Norme
Catalyseur PMEC	1,5% (50%)	%
Stabilité	3 mois	à 30°C max
Absorption d'eau	0,15	% (ASTM D570)
Température de déflexion	67	°C (ASTM D648)
Dureté BARCOL	45	-
Élongation de rupture	1,9	%
Force de flexion	1050	kg/cm ² (ASTM D790)
Limite élastique à la traction	600	kg/cm ² (ASTM D638)
Pic exothermique	138	°C
Temps de gel	18	minutes

Tableau IV.20 :Propriétés chimiques des fibres de verre c-glass.

Composant	Formule	Pourcentage pondéral
Dioxyde de silicium	SiO ₂	62-65%
Oxyde de calcium	CaO	6-12%
Oxyde de sodium	Na ₂ O	9,5-15%
Oxyde de bore	B ₂ O ₃	2-4%
Oxyde d'aluminium	Al ₂ O ₃	1-5,5%
Oxyde de magnésium	MgO	2-3%
Oxyde de potassium	K ₂ O	1-3%
Oxyde de fer	Fe ₂ O ₃	≤ 1%

Tableau IV.21: Propriétés physiques des fibres de verre c-glass.

Propriété	Valeur estimée
Densité	2,49 g/cm ³
Résistance à la traction	3,3 GPa
Module de Young	69 GPa
Allongement à la rupture	4,8 %
Coefficient de dilatation thermique	$7,2 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$
Résistance chimique	Excellente (acides forts)

Tableau IV.22 : Caractéristiques chimiques des fibres de verre Mat.

Composant	Formule	Pourcentage pondéral
Dioxyde de silicium	SiO ₂	53-55%
Oxyde de calcium	CaO	17-23%
Oxyde d'aluminium	Al ₂ O ₃	14-15%
Oxyde de sodium	Na ₂ O	≤ 0,6%
Oxyde de bore	B ₂ O ₃	5,8-10%
Oxyde de magnésium	MgO	≤ 5,5%
Oxyde de fer	Fe ₂ O ₃	≤ 0,5%
Oxyde de potassium	K ₂ O	≤ 0,4%
Fluor	F	≤ 1%

Tableau IV.23 : Caractéristiques physiques des fibres de verre Mat.

Propriété	Valeur approximative
Densité	2,4 – 2,6 g/cm ³
Résistance à la traction	3400-3600 MPA
Module de Young	70 GPa
Diametre de filaments	6-9 micron
Résistance chimique	Moyenne à bonne
Longueur de fibres coupées	25-50 mm

Tableau IV.24 : Caractéristiques chimiques des fibres de verre HOOP 2400.

Composant	Formule	Pourcentage pondéral
Dioxyde de silicium	SiO ₂	52-62%
Oxyde de bore	B ₂ O ₃	5-10%
Oxyde d'aluminium	Al ₂ O ₃	12-18%
Oxyde de calcium	CaO	16-25%
Oxyde de potassium	K ₂ O	0-2%
Oxyde de magnésium	MgO	0-5%
Oxyde de sodium	Na ₂ O	0-2%
Oxyde de fer	Fe ₂ O ₃	0,05-0,4%

Tableau IV.25: Caractéristiques physiques des fibres de verre HOOP 2400.

Propriété	Valeur estimée
Titre linéaire	2400 tex (2,4 g/m)
Densité	2,6 g/cm ³
Résistance à la traction	3,5 – 4 GPa
Module de Young	73 – 76 GPa
Allongement à la rupture	4 – 5 %
Usage typique	Enroulement filamentaire, renforts orientés

IV.14.1.2. Méthode de fabrication

Tous les regards ont été fabriqués selon la stratification suivante (4 plis), avec enroulement autour d'un mandrin :

Film plastique de démoulage (couche externe temporaire).

1er pli : Tissu de verre C-glass + résine.

2e pli : Mat de verre + résine.

3e pli : Fibre Hoop 2400 + résine, enroulée à un angle $\theta = +50^\circ$ par rapport à l'axe du mandrin.

4e pli : Fibre Hoop 2400 + résine, enroulée à un angle $\theta = -50^\circ$.

IV.14.1.3. Caractéristiques des regards

Les regards fabriqués sont identiques en termes de géométrie et de structure. Chacun est constitué de quatre plis superposés assurant à la fois étanchéité et résistance mécanique. Les dimensions géométriques sont résumées dans le tableau IV.26, ci-dessous

Tableau IV.26 : Dimensions des regards prototypes.

Diamètre nominal (DN)	Diamètre extérieur (DE)	Diamètre intérieur (DI)	Épaisseur moyenne (e)	Longueur (L)
250 mm	257 mm	250 mm	3,5 mm	450 mm

IV.14.1.4. Programme expérimental

Pour l'étude de l'évolution des propriétés mécaniques au cours du temps, les regards sont répartis en trois groupes selon la durée de conservation, voir tableau IV.27 :

Tableau IV.27 : Désignation des séries d'essai.

Nombre de regards	Condition de conservation	Désignation
4	Référence en laboratoire	prvt
4	6 mois en eaux usées	prv6
4	12 mois en eaux usées	prv12

IV.14.2. Essais expérimentaux

IV.14.2.1. Essai de réactivité de la résine polyester

IV.14.2.1.1 Introduction

Pour la polymérisation des résines polyester insaturées. Nous avons utilisé un catalyseur Boytek CK 121190, Son rôle principal est d'initier la réaction de durcissement (ou de réticulation) de la résine et passer de l'état liquide à solide en déclenchant la réaction de

polymérisation. il assure aussi une bonne réticulation garantissant des propriétés mécaniques optimales du composite final. Pour accélérer le durcissement, nous avons ajouté un accélérateur à base de cobalt. Cet essai est essentiel pour estimer le temps nécessaire au durcissement complet et assurer l'achèvement du travail.

IV.14.2.1.2 Objectif

Son objectif c'est de déterminer le temps de gel et le temps de durcissement complet d'une résine polyester insaturée en utilisant un accélérateur (cobalt) et un catalyseur.

IV.14.2.1.3 Matériaux et Réactifs

Dans le cadre de notre étude, nous avons utilisé les matériaux suivants afin d'estimer la durée de polymérisation des résines polyester insaturées. Pour chaque essai, 100 g de résine polyester insaturée ont été introduits dans un bécher en verre propre d'une capacité de 250 ml. L'accélérateur utilisé est un naphthénate de cobalt, dosé à raison de 0,25 g, correspondant à une concentration comprise entre 0,2 % et 1 %. Ce dernier a été ajouté lentement sous agitation douce afin d'assurer une bonne homogénéisation du mélange. Ensuite, 1,5 g de catalyseur de type Boytek CK 121190 (dosé entre 0,8 % et 2 %) a été incorporé progressivement, toujours sous agitation modérée, afin d'éviter la formation de bulles d'air dans la résine. Dès l'instant où le catalyseur a été entièrement ajouté, l'heure du mélange a été précisément notée à l'aide d'un chronomètre pour suivre l'évolution de la réaction et déterminer le temps de polymérisation. L'ensemble de l'opération a été réalisé sous contrôle de la température à l'aide d'un thermomètre, voir la figure IV.66, les résultats sont illustrés dans le tableau IV.28.

IV.14.2.1.4. Conclusion

L'essai a permis d'obtenir une résine solide en moins d'une heure grâce à l'action combinée du cobalt (accélérateur) et du catalyseur. Le temps de gel et la montée en température confirment une bonne réactivité du mélange. Pour ajuster le temps de prise, il est possible de modifier la quantité de cobalt ou de catalyseur. Une température ambiante plus élevée accélérera aussi la réaction.

Tableau IV.28 : Evolution des Phases de Polymérisation d'une Résine Polyester Insaturée.

Phase	Description	Durée approximative
Temps de gel	La résine commence à épaissir et devient visqueuse	5 à 15 minutes
Pic exothermique	Montée rapide en température due à la réaction exothermique	15 à 25 minutes
Durcissement final	La résine devient rigide et ne colle plus au toucher	30 à 60 minutes
Durcissement complet	La résine atteint ses propriétés mécaniques maximales	24 heures



Figure IV.66 : Matériaux utilisés pour la polymérisation de notre résines polyester

IV.14.3. Essai perte au feu (ASTM D2584)

IV.14.3.1. Introduction

L'essai de perte au feu est une méthode la plus utilisée pour déterminer la composition massique des matériaux composites polymères renforcés de fibres (PRV). Il consiste à brûler la résine du composite afin de ne conserver que les fibres et ainsi calculer leur proportion massique selon la norme ASTM D2548.

IV.14.3.2. Protocol d'essai

Le protocole commence par un nettoyage soigneux de l'échantillon afin d'éliminer toute impureté, telles que les poussières ou les revêtements superficiels susceptibles d'influencer les résultats. Ensuite, l'échantillon de matériau composite est découpé en morceaux de taille adaptée, généralement compris entre 1 et 4 grammes. Les fragments obtenus sont ensuite placés dans une étuve à 105 °C pendant 24 heures, ce qui permet de supprimer toute humidité résiduelle.

Après séchage, chaque échantillon est pesé à l'aide d'une balance de précision (à 1 mg près) pour déterminer sa masse initiale, notée M_i . Une fois cette mesure effectuée, l'échantillon est placé dans un creuset en céramique ou en matériau résistant à la chaleur, puis introduit dans un four à moufle. La température de calcination est fixée entre 500 °C et 650 °C, et l'échantillon est maintenu à cette température pendant une durée de 30 à 60 minutes, ou jusqu'à combustion complète de la matrice organique, comme dans la figure V.67.

À l'issue de la calcination, seules les fibres subsistent dans les creusets. Après refroidissement à température ambiante, les fibres restantes sont pesées avec précision. Cette masse résiduelle permet de calculer la fraction massique de fibres selon l'équation suivante (1) et (2):

$$\Phi_{r1} = \frac{M_r}{M_i} \times 100 \dots\dots\dots(1)$$

où Φ_{r1} représente le pourcentage massique de résidus fibreux, M_r la masse des fibres après calcination, et M_i la masse initiale de l'échantillon.

La teneur en résine du composite est ensuite déterminée par soustraction, à l'aide de l'équation :

$$\Phi_m = 100 - \Phi_{r1} - \Phi_{r2} - \Phi_{r3} \dots\dots\dots(2)$$

IV.14.3.3. Résultats et discussion

Les résultats d'essai mesurés sont présentés dans l'annexe02 tableau06, on observe que le pourcentage de fibre de verre Hoop est 60,18%. Les meilleures propriétés mécaniques obtenues à 60 % en poids de fibre de verre des composites fabriqués[153] . F. A. De

Sousa et al. ont constaté que les forces sont augmentées lorsque le volume de la fibre a des fractions à moins qu'elles ne dépassent 60 % du matériau composite, ne pas assurer une bonne mouillabilité de la fibre par la matrice[154]. Donc on constate que la fraction de fibre hoop dans ce travail optimise l'adhérence entre la fibre et la matrice grâce à une bonne mouillabilité.

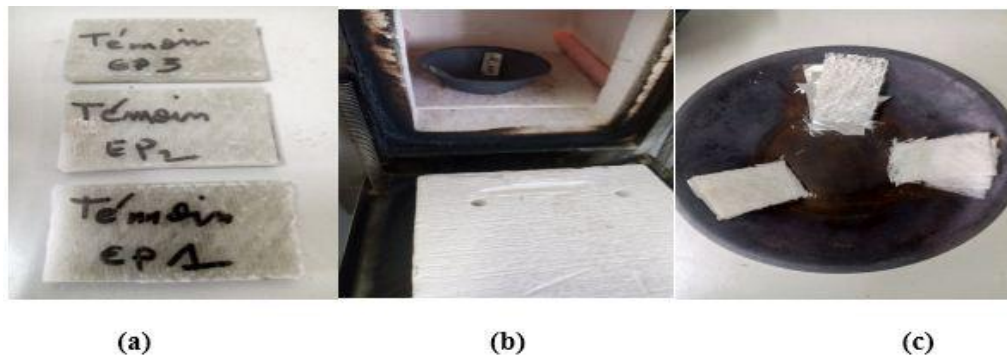


Figure IV.67: a) avant calcination b) lors de calcination c) après calcination.

IV.14.4. Essai de traction

IV.14.4.1. Introduction

Les éprouvettes, de dimensions 25 mm de largeur et 250 mm de longueur, ont été conservées dans différents milieux avant de subir un essai de traction conforme à la norme EN ISO 527-4 [155], comme illustré dans la figure V.68. Les résultats obtenus sont présentés dans l'annexe 3, tableau 1. La résistance à la traction mesure la capacité d'un matériau à supporter des forces de tension sans se rompre. Les matériaux composites, composés de fibres intégrées dans une matrice polymère, présentent un comportement particulier sous contrainte. Initialement, sous l'effet de la charge appliquée, le matériau montre un allongement quasi linéaire. Une fois la limite de la matrice atteinte, celle-ci commence à céder tandis que les fibres continuent de résister jusqu'à leur rupture. À ce stade, l'ensemble du composite se fracture brutalement.

IV.14.4.2. Résultats et discussion

Les résultats observés sur la figure IV.69, et illustrées dans l'annexe 02 tableau 07, indiquent une légère diminution de la résistance à la traction axiale des éprouvettes conservées en milieux agressifs comparativement aux éprouvettes témoins, avec une baisse de 2,48 % après 180 jours de conservation, et de 5,16 % après 365 jours. Par ailleurs, comme le montre la figure IV.70, la déformation à la rupture diminue également avec le temps : elle passe de 5,13 % après 180 jours à 4,7 % après 365 jours. Cette réduction de la déformabilité traduit un comportement plus rigide du matériau, conséquence directe d'une conservation prolongée en milieux agressifs, notamment en sol salin et en eaux usées. Ce constat est confirmé par plusieurs auteurs ayant rapporté

que l'immersion de stratifiés GFRP dans une solution saline entraîne une dégradation des propriétés mécaniques, notamment une baisse de la résistance à la traction [[156]. L'analyse des courbes de traction (les figures IV.71, IV.72, IV.73) met en évidence quatre phases distinctes : une première zone non linéaire correspondant à l'ajustement entre fibres et matrice, suivie d'une seconde zone linéaire où la loi de Hooke est respectée, une troisième phase marquée par l'endommagement progressif du matériau, et enfin la phase de rupture. Le module de Young, défini comme la pente de la zone linéaire de la courbe $\sigma=f(\epsilon)$, est un indicateur de la rigidité du matériau, plus sa valeur est élevée, plus le matériau est rigide. D'après les résultats représentés dans la figure IV.74, on remarque que $\sigma_{prvt} > \sigma_{prv6} > \sigma_{prv12}$, à l'inverse $E_{prvt} < E_{prv6} < E_{prv12}$, ce qui indique que l'éprouvette Prv12 est la plus rigide, tandis que Prvt est la plus souple. Cette augmentation du module d'élasticité est attribuée à des modifications internes de la composition du matériau composite.

IV.14.4.3. Conclusion

On observe une légère baisse de 2,48 % après 180 jours de conservation, et de 5,16 % après 365 jours, de la résistance à la traction axiale du matériau composite exposé à un environnement réel de conservation.

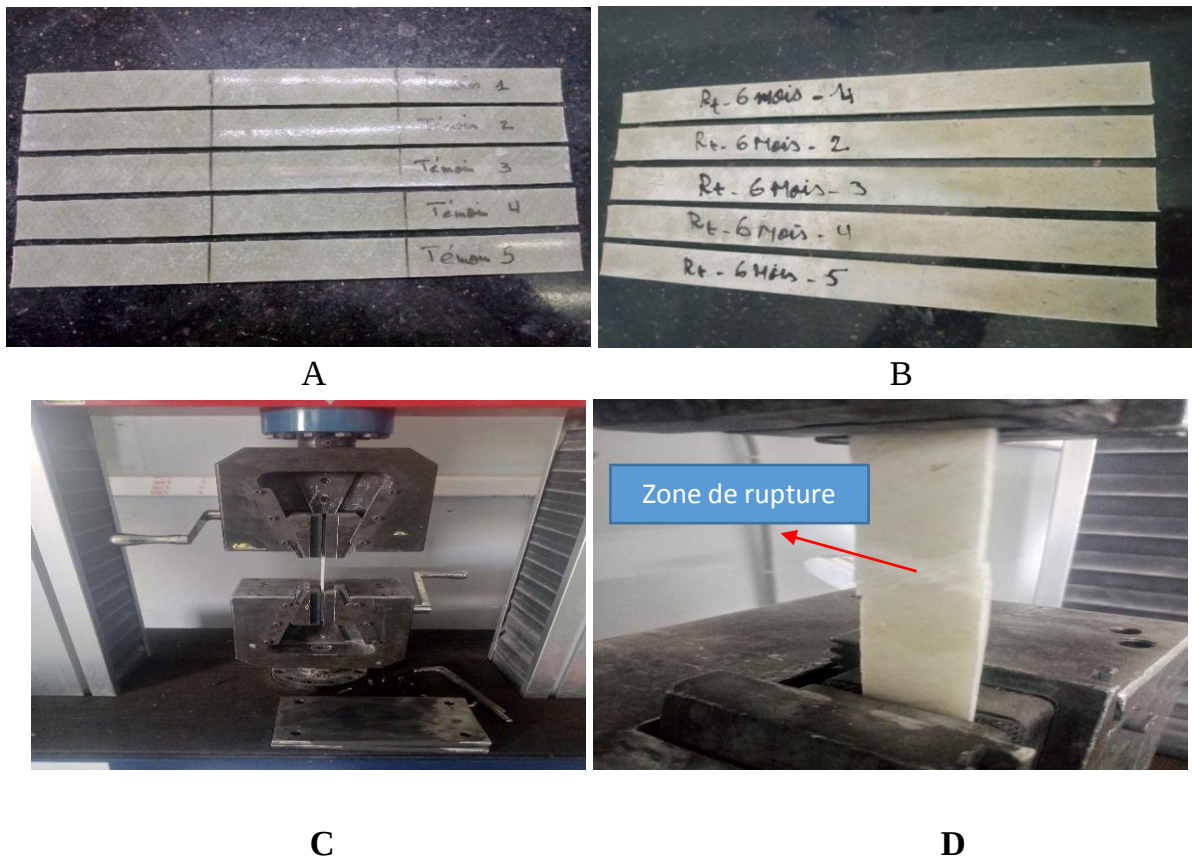


Figure IV.68 : Préparation des échantillons pour l'essai de traction.

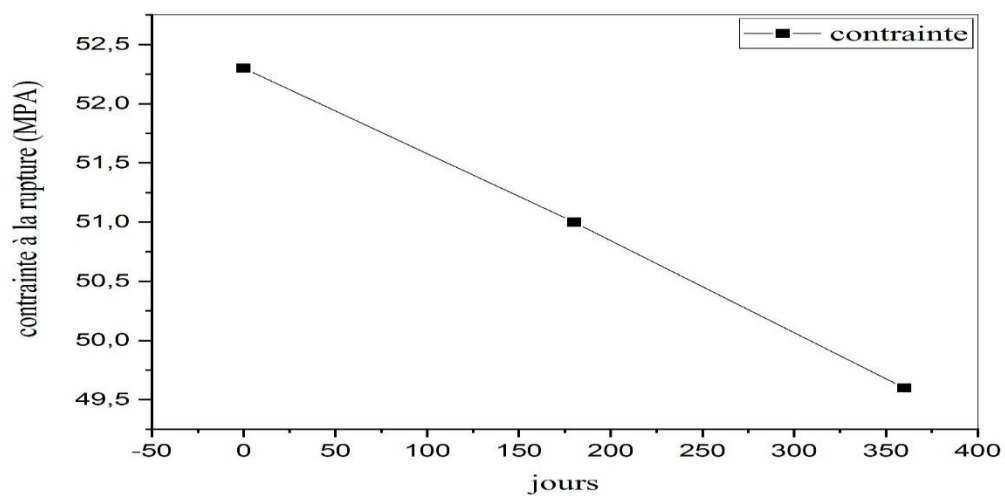


Figure IV.69 : Contrainte à la rupture de traction axiale des éprouvettes conservées dans les différents milieux.

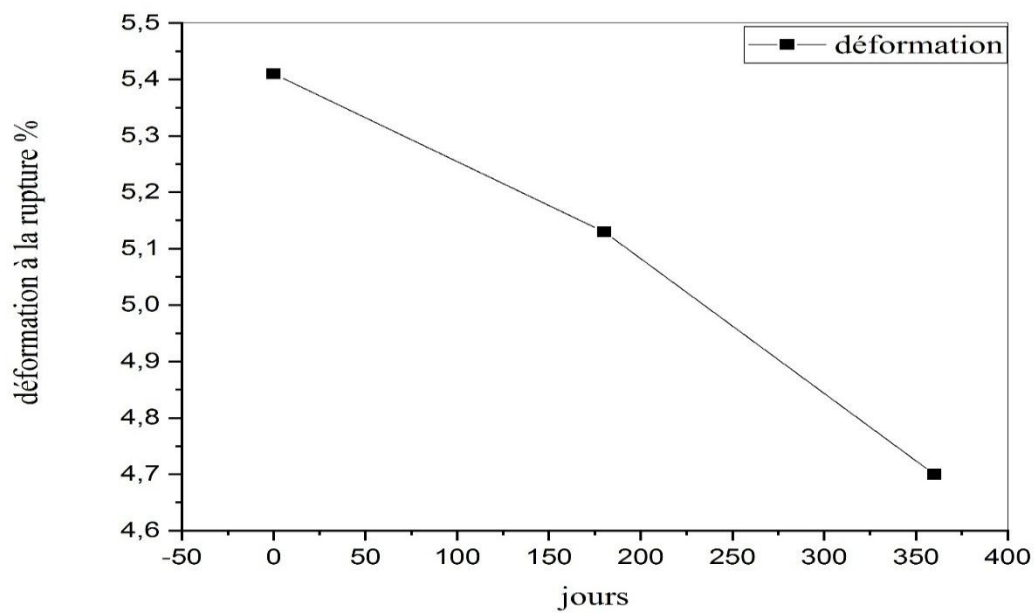


Figure IV.70: Variation de la déformation de traction axiale des éprouvettes conservées.

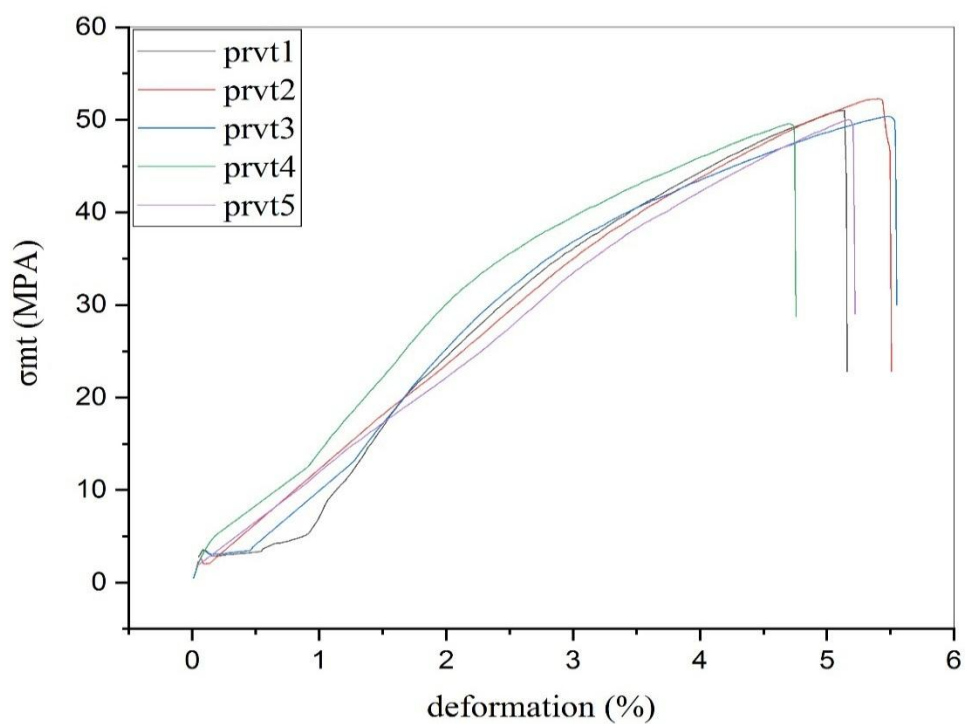


Figure IV.71 : Courbes contrainte déformation des différent éprouvettes prvt.

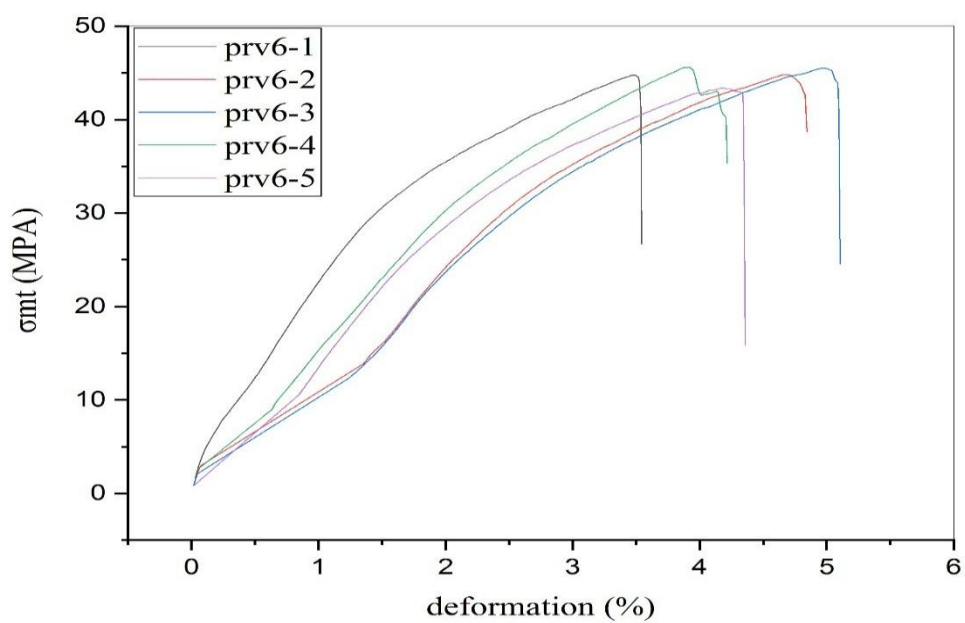


Figure IV.72 : Courbes contrainte déformation des différents éprouvettes prv6.

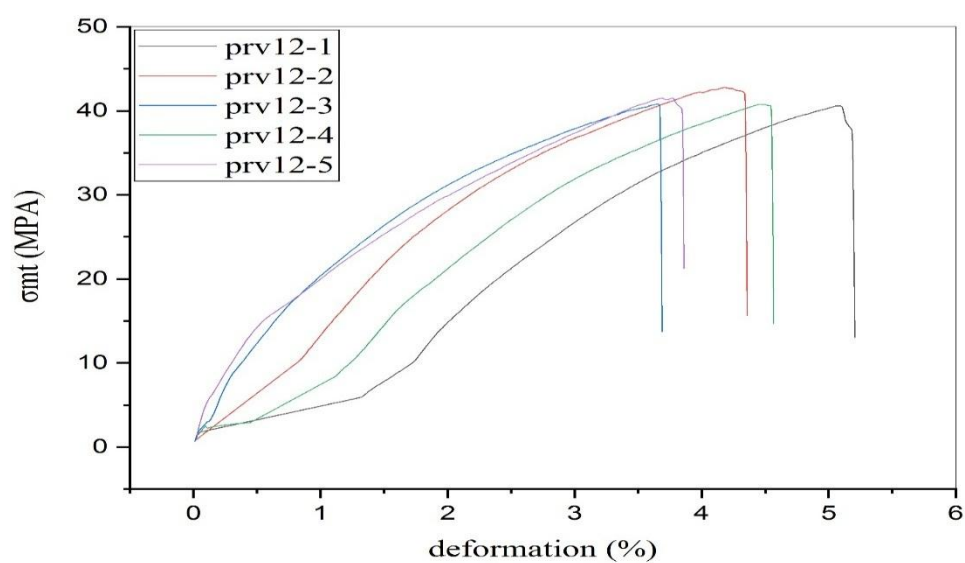


Figure IV.73 : Courbes contrainte déformation des différentes éprouvettes prv12.

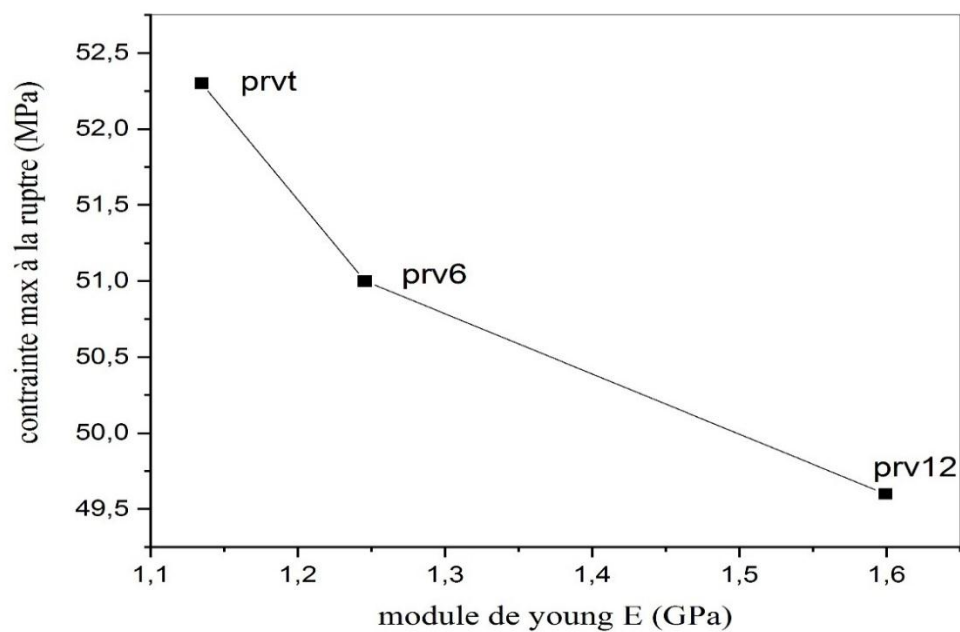


Figure IV.74 : Courbe E-contrainte max à la rupture.

IV.14.5. Ovalisation (ASTM D2412)

IV.14.5.1. Introduction

Le test de rigidité consiste à appliquer une charge monotone sur un tube composite de courte longueur (300 mm). Celui-ci est placé entre deux plaques rigides, parallèles et rapprochées à un taux contrôlé, jusqu'à atteindre une déflexion équivalente à 5 % de son diamètre initial, voir la figure IV.75. On détermine la force max F en N/m. La rigidité de pipe p_s et la rigidité spécifique S ont été calculées d'après les équations (3) et (4), les dimensions sont présentées dans l'annexe 03 tableau 02, selon la norme américain ASTM D 2412-02 [157]. Les résultats de l'essai d'ovalisation sont présentés dans l'annexe 03 tableau 03, pour les différents types des échantillons selon la durée de conservation dans les milieux agressives.

IV.14.5.2. Résultats et discussion

D'après les résultats expérimentaux obtenus sur la figure IV.76, et illustrées dans l'annexe 02 tableau 08, on constate que la rigidité des échantillons conservés dans les milieux agressifs, augmente légèrement en fonction du temps par rapport aux échantillons témoins. Cette augmentation est de 0,46% à 180 jours et 0,58% à 365 jours. Les résultats obtenus d'ovalisation sur la figure IV.77 montre une augmentation de la force maximale de déflexion 5% pour les échantillons conservés dans les milieux agressives, cette croissance est légère en comparaison aux échantillons témoins, en plus les trois matériaux composites se comportent presque de la même manière sous les charges F, voir la figure IV.78. Ces résultats ont été constatés par des auteurs, qui ont confirmé que les composites entièrement durcis ont montré une amélioration significative du comportement mécanique à l'apparition de cycles accélérés de brouillard salin, un fait attribué à un lien plus fort entre la matrice et fibres [156]. M. A. Boumehraz et al. ont confirmé une légère surélévation de 5,30 % de la rigidité d'ovalisation sur des cerceaux en prv conservés dans les eaux usées on fonction du temps [158].

$$p_s = \frac{F}{y} \left(1 + \frac{y}{2 \cdot D}\right)^3 \dots\dots\dots (3)$$

$$S = 0,018625 \cdot p_s \dots\dots\dots (4)$$

P_s : la rigidité de pipe

F : l'effort max en N par unité de mètre.

y : Déplacement qui correspondent à 5% de déflexion (mm).

D : Diamètre intérieur moyen du tube composite.

S ; la rigidité spécifique

IV.14.5.3. Conclusion

On constate que la différence de la rigidité spécifique étant minime , 0,46% à 180 jours et 0,58% à 365 jours dans le sens positive ,qui assure une bonne résistance aux charges à long terme .

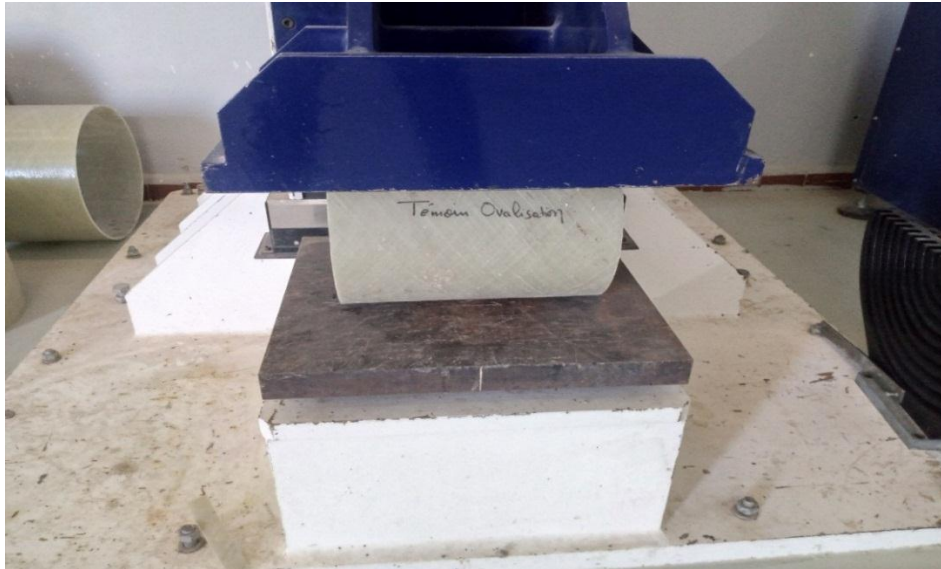


Figure IV.75 : Déroulement de l'essai d'ovalisation.

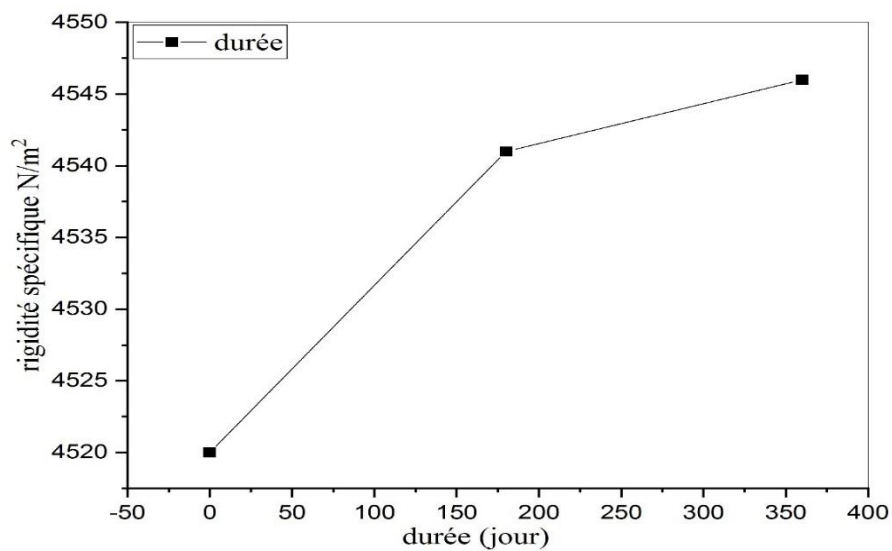


Figure IV.76 : Rigidité des cerceaux en PRV conservées selon la durée de conservation.

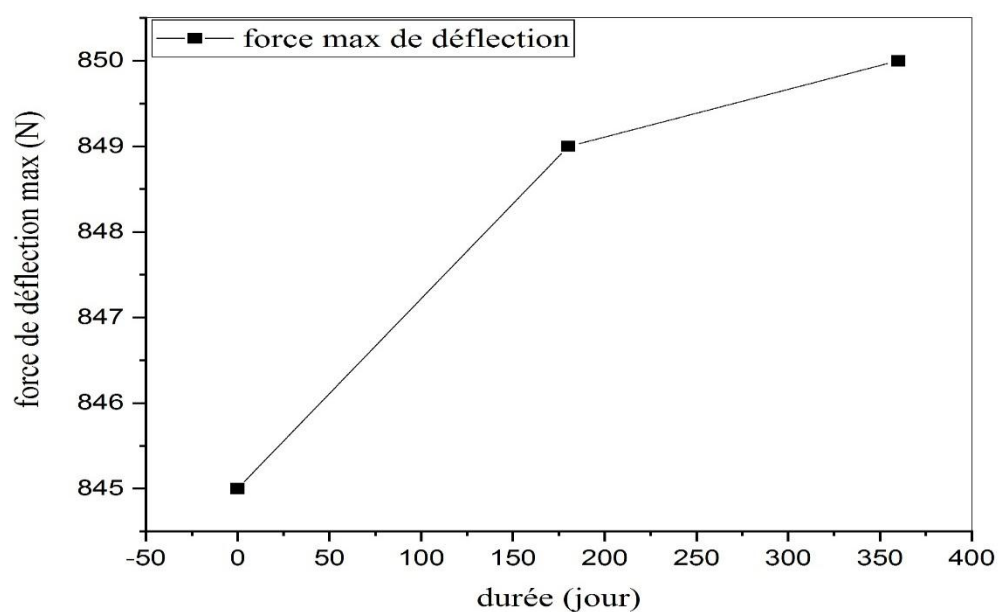


Figure IV.77: Force max de déflexion des composites par rapport à la durée de conservation.

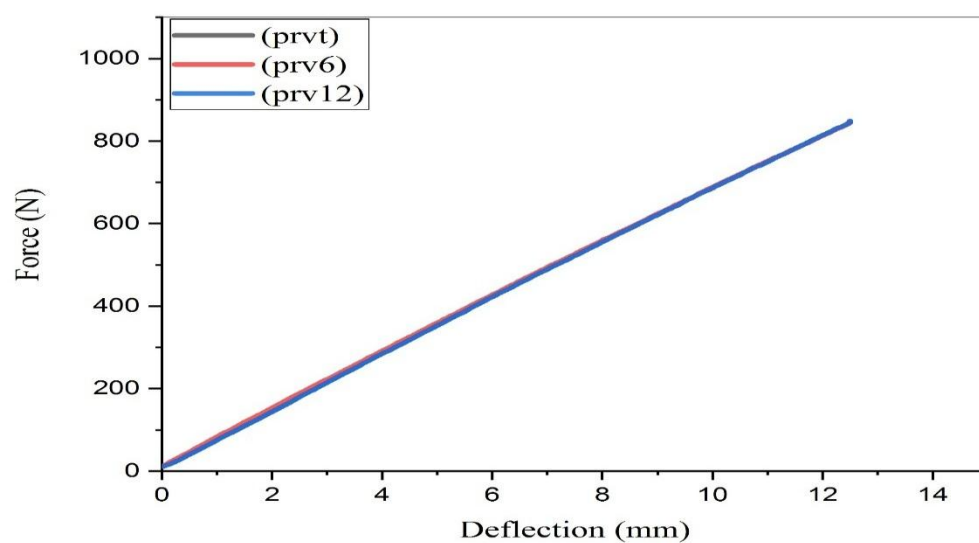


Figure IV.78 : Variation de la force en fonction de déflexion des différents types de prv.

IV.14.6. Essai Split disk (ASTM D2290 testing fixture)

IV.14.6.1. Introduction

Le but de test de split-disc est la détermination des caractéristiques d'un pipe dans le cas d'une flexion radiale. La résistance à la traction circonférentielle σ_c d'un échantillon est la force de traction circonférentielle ultime par unité de longueur dans la circonférence de direction. Dans cette étude, la détermination de la résistance à la traction circonférentielle initiale pour les échantillons de tubes, la méthode a été utilisée est la norme **ASTM D2290** [159]. D'après cette méthode, des éprouvettes de bandes, découpées dans les parois du tuyau qui ont été soumis à une force de traction croissante jusqu'à la rupture. Les propriétés de traction ont été déterminées à l'aide des dimensions initiales de l'éprouvette et de la force de traction

IV.14.6.2. Protocol de l'essai

Les éprouvettes d'essai de traction circonférentielle ont été découpées dans des anneaux de rigidité de largeur de 25 mm, voir la figure IV.79 A. L'appareil avait deux parties, une poignée pour maintenir une extrémité de la pièce mobile, un mécanisme d'entraînement et un indicateur de charge. Une deuxième poignée pour maintenir l'autre extrémité de l'éprouvette, sans glisser. Le mécanisme d'entraînement était capable de transmettre une vitesse constante à la partie mobile, de sorte que la défaillance puisse être atteinte entre 1 min et 3 min après le chargement initial. La largeur b et l'épaisseur e de la paroi de l'éprouvette a été mesuré.

Chacune des éprouvettes a été fixée dans les poignées de sorte que la force appliquée à travers la ligne médiane de l'éprouvette. Une vitesse de séparation constante a été appliquée aux poignées de sorte que la défaillance s'est produite entre 1 et 3 minutes. La force maximale à la rupture été enregistrée la figure IV.79 B. Les calculs principaux pour l'essai de split-disc selon la norme ASTM D2290 sont :

-La résistance à la traction circonférentielle σ_c (MPa) selon l'équation (5).

-Déformation maximale en traction circonférentielle ε (%).

-Le module de Young en traction circonférentielle E (MPa) a été déterminé dans la partie linéaire de la courbe contrainte/déformation.

$$\sigma_c = F_{ult} / 2 \times b \times e \dots\dots\dots(5)$$

Où : F_{ult} est la force ultime, en Newton.

b : largeur en mm ,

e : L'épaisseur moyenne de l'éprouvette en mm

Pour déterminer la déformation ε (%), il est d'abord nécessaire de calculer la déflection δ de l'éprouvette en millimètres (mm) l'équation (6).

La vitesse étant définie par $V = \frac{d}{dt}$, on obtient alors :

$$\delta = V \times dt \dots\dots\dots(6)$$

Sachant que V est une constante égale à 3 mm/min (la vitesse de notre machine), la déflection à chaque instant est donnée par :

$$\delta = \frac{3}{60} \times dt \text{ (mm)}$$

Ensuite, la déformation est calculée à l'aide de la relation (7):

$$\varepsilon \% = \frac{\delta}{D} \times 100 \dots\dots\dots(7)$$

où D = Diamètre intérieure de l'éprouvette.

Une fois la contrainte σ et la déformation ε (%) calculées, il est possible de déterminer le module de Young en traction circonférentielle à partir de ces paramètres.

Ce module est obtenu après le tracé de la courbe σ/ε . Graphiquement, il correspond à la pente de la partie linéaire de cette courbe. Il peut également être calculé à l'aide de l'équation suivante (8):

$$E = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \dots\dots\dots(8)$$

où σ_1 , σ_2 sont les contraintes correspondantes aux déformations ε_1 , ε_2 , respectivement.

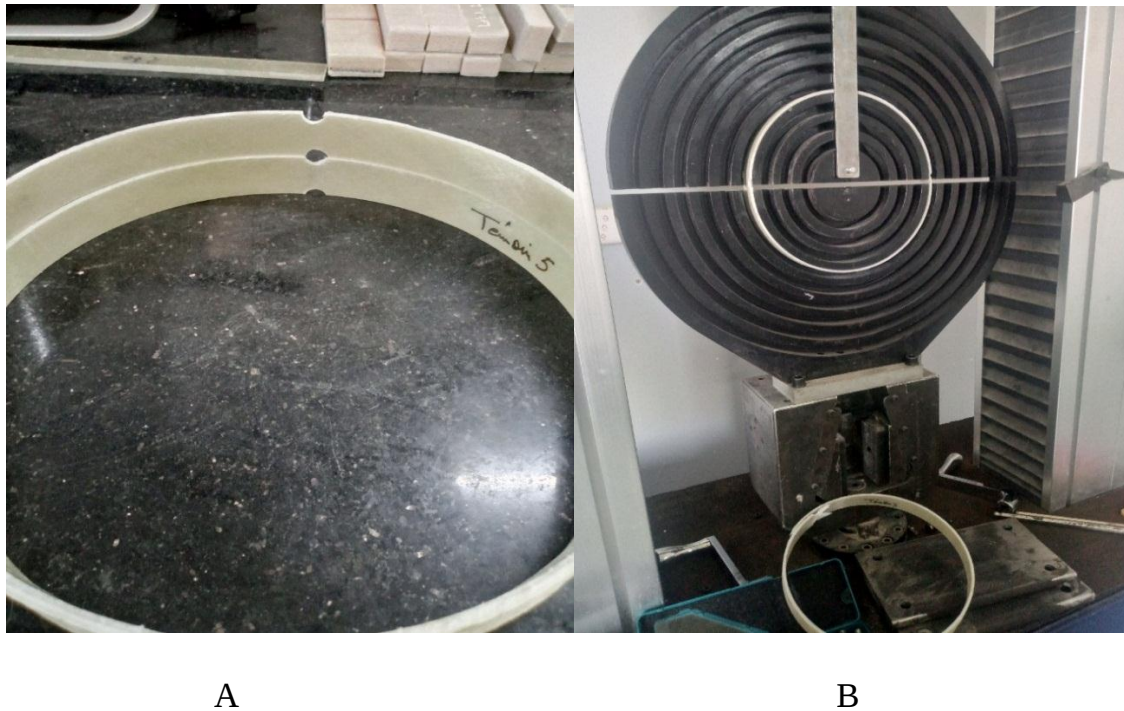


Figure IV.79 : Anneaux de composites prv pour le test split disk.

IV.14.6.3. Résultats et discussion

L'ensemble des résultats des essais de traction réalisés sur les spécimens en anneau sont présentés dans l'annexe 02, tableau 09. Ces données incluent les échantillons vierges ainsi que ceux exposés à des milieux agressifs pendant différentes durées. Les variations de la résistance ultime à la traction circonférentielle après immersion, par rapport aux valeurs des spécimens non exposés, sont illustrées dans la figure IV.80. On observe que la conservation des échantillons dans deux environnements agressifs a entraîné une augmentation progressive de leurs propriétés de traction, notamment de la résistance ultime à la traction circonférentielle (exprimée en N/mm) et de la contrainte circonférentielle (en MPa). Cette amélioration s'accroît avec le temps de conservation, tout en demeurant modérée par rapport aux valeurs initiales. En effet, une augmentation de 0,8 % est notée après 180 jours, et de 3,4 % après 360 jours. Ces résultats sont en accord avec les observations d'autres chercheurs, qui ont constaté une amélioration de la résistance et de la rigidité des composites à matrice polymère renforcés de fibres de verre, en lien avec la baisse du pH dans un environnement acide[160] . De plus, après 60 jours d'exposition, les propriétés mécaniques tendent à se stabiliser, ce qui suggère que ce type de matériau peut être utilisé durablement dans des environnements chimiques, à condition de considérer les effets des fluides transportés[161]. Concernant le module de Young, déterminé dans la partie linéaire des courbes contrainte-déformation, la figure IV.81, montre une progression selon l'ordre $E_{prvt} < E_{prv6} <$

Eprv12, ce qui indique une augmentation notable de la rigidité du matériau après 360 jours de conservation dans les eaux usées.

IV.14.6.4. Conclusion

Le composite PRV présente une amélioration globale de ses propriétés mécaniques, avec un renforcement de la résistance à la traction circonférentielle et une rigidité accrue au fil du temps de conservation.

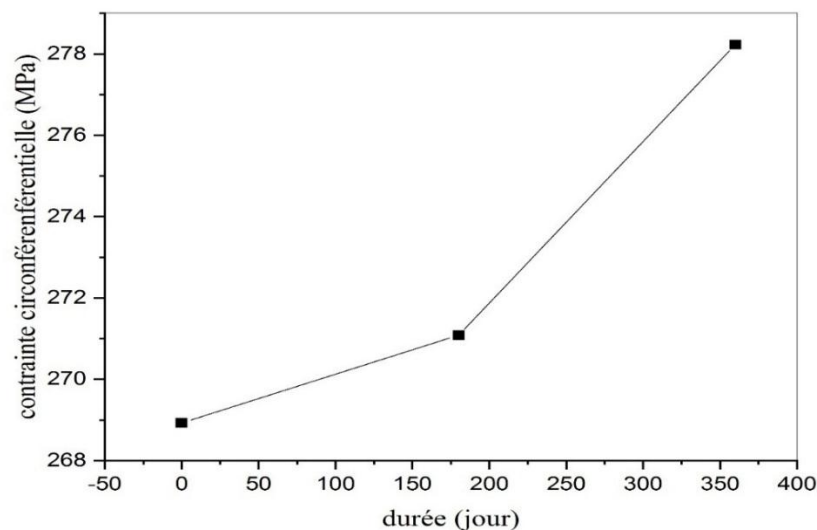


Figure IV.80 : Variation de contrainte circonférentielle par rapport à la durée de conservation.

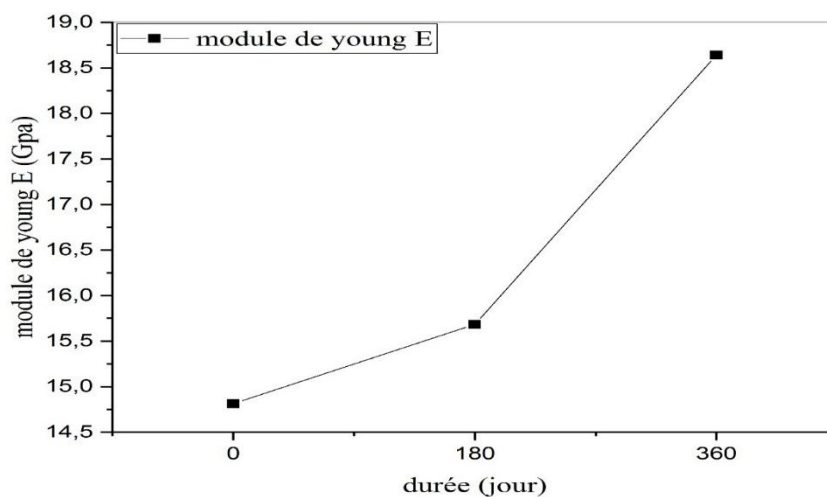


Figure IV.81 : Variation de module de young avec le temps de conservation de composite prv.

IV.14.7. Essai d'absorption d'eau ASTM D570

IV.14.7.1. Introduction

Les composites à base de verre et de résine polyester (PRV) sont couramment employés dans le secteur de la construction en raison de leur légèreté, de leur bonne résistance mécanique, ainsi que de leur stabilité face aux agents chimiques et thermiques. Ces matériaux doivent cependant faire face à certaines limitations, notamment leur sensibilité à l'humidité. Cette sensibilité est en grande partie attribuée à la structure chimique de la matrice polyester, qui contient des groupes hydroxyles (–OH) polaires. L'eau absorbée pénètre progressivement dans le matériau par diffusion, provoquant plusieurs mécanismes de dégradation. D'une part, elle induit la plastification de la matrice polymère, ce qui diminue sa rigidité et sa résistance mécanique. D'autre part, l'absorption entraîne un gonflement du composite, générant des contraintes internes qui peuvent fragiliser l'interface fibre/matrice, provoquer des microfissures ou même un décollement fibre/matrice, compromettant ainsi l'intégrité globale du matériau.

Dans le cadre de cette étude, le taux d'absorption d'eau (w%) des échantillons de regards en PRV a été déterminé selon la norme ASTM D570 – 22 [162]. Cette méthode consiste à immerger les échantillons dans l'eau pendant une période définie, puis à mesurer l'augmentation de masse liée à l'absorption d'eau. L'évolution de ce taux permet d'évaluer le comportement hydrique du composite au fil du temps et son influence sur la durabilité des propriétés mécaniques. Ce type d'analyse est essentiel pour prédire le vieillissement des PRV en conditions réelles d'exploitation, notamment lorsqu'ils sont exposés à des environnements humides ou agressifs comme les eaux usées ou les sols salins.

IV.14.7.2. Protocol de l'essai

Pour les tuyaux ayant un diamètre intérieur supérieur à 76 mm, des échantillons rectangulaires ont été découpés selon des dimensions normalisées : 76 mm dans la direction circonférentielle et 25,4 mm dans le sens longitudinal du tube, voir la figure IV.82. Ces échantillons ont ensuite été immergés pendant 48 heures dans de l'eau distillée, maintenue à une température constante de 50 ± 1 °C ($122,0 \pm 1,8$ °F), voir la figure IV.83. À l'issue de cette période, les échantillons sont considérés comme ayant atteint leur état de saturation hydrique.

Le taux d'absorption d'eau, noté w%, représentant le gain massique dû à l'humidité absorbée, est calculé selon la formule (9) suivante :

$$w\% = \frac{m_s - m_d}{m_d} \times 100 \dots \dots \dots (9)$$

où m_d correspond à la masse de l'échantillon avant immersion, et m_s à sa masse après immersion.

Ce protocole permet d'évaluer la sensibilité du matériau à l'absorption d'eau en conditions contrôlées, fournissant ainsi des indications précieuses sur son comportement en milieu humide.

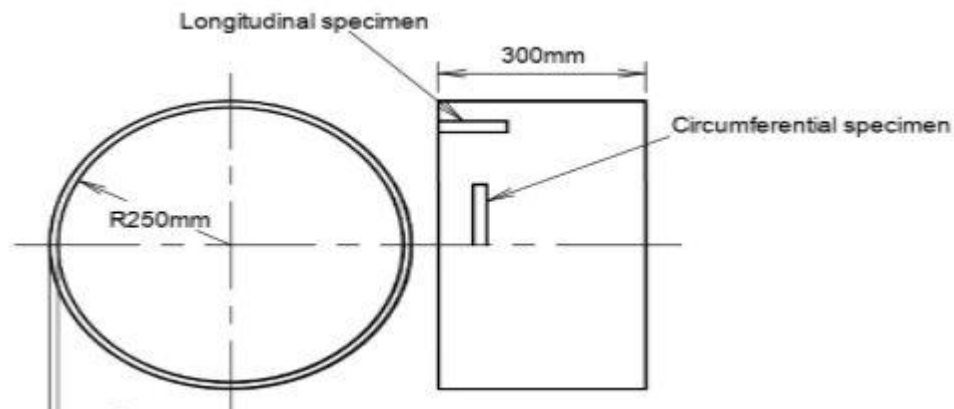
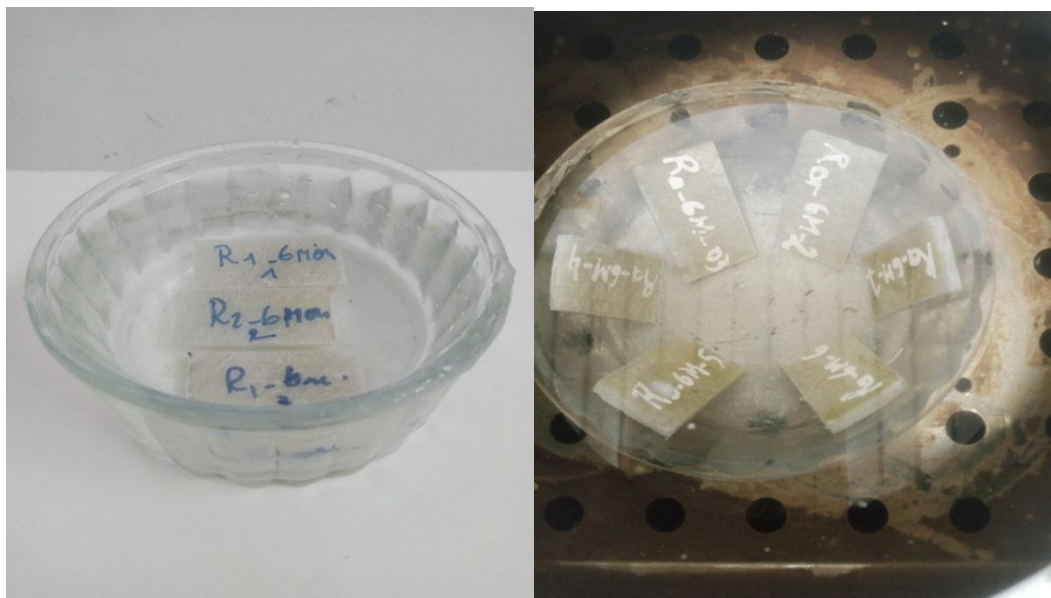


Figure IV.82 : Prélèvement des échantillons .



A

B

Figure IV.83: Immersion et Séchage des échantillons.

IV.14.7.3. Résultats et discussion

Les résultats des taux d'absorption mesurés sont présentés dans l'annexe 02, les tableaux 10,11,12, et la figure IV.84, illustre la comparaison entre les différents échantillons. Il apparaît clairement que les taux d'absorption après 48 heures demeurent très faibles, quels que soient les temps de conservation : 0,19 % à 0 jour, 0,24 % après 180 jours et 0,27 % après 365 jours. Ces valeurs indiquent une absorption d'eau quasi négligeable à court et moyen terme. Ces observations sont cohérentes avec les résultats rapportés par plusieurs chercheurs, selon lesquels la teneur maximale en eau absorbée par des échantillons de composites en canalisation (dans les directions circonférentielle et longitudinale) atteint environ 1,01 % à température ambiante et 1,07 % à 50 °C [163]. Parmi les propriétés mécaniques affectées par cette absorption, le module longitudinal est particulièrement sensible, subissant une réduction pouvant atteindre 30 % sous l'effet du vieillissement dans l'eau à 50 °C[163].

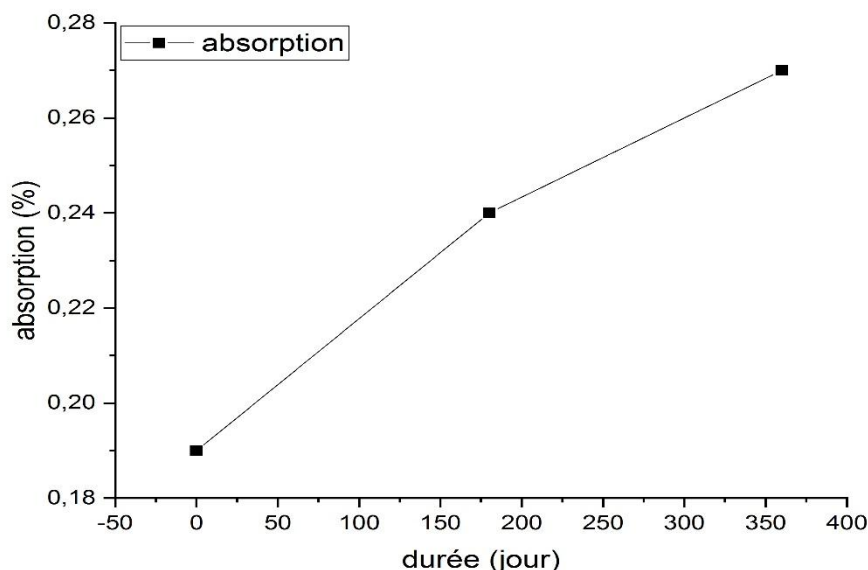


Figure IV.84: Comparaison des taux d'absorption des différents échantillons.

IV.14.8. Essai d'absorption d'humidité ASTM D570

IV.14.8.1. Introduction

L'essai d'humidité pour un composite PRV (plastique renforcé de fibres de verre) c'est un essai expérimental pour l'évaluation de la capacité du matériau à absorber l'eau, ainsi que l'effet de cette absorption sur ses propriétés mécaniques, physiques et chimiques. Nous avons calculé l'évolution d'humidité après 30 jours, 60 jours, 90 jours, 180 jours et 360 jours. L'objectif de l'essai de l'humidité c'est l'évaluation de comportement du

composite PRV lorsqu'il est exposé à un environnement humide. Identifier le mécanisme de diffusion (Fickien, non-Fickien ou anomalie) et mesurer les paramètres de diffusion. Analyser les modifications des propriétés mécaniques et physiques (rigidité, résistance, masse, etc.) dues à l'absorption d'humidité.

IV.14.8.2. Protocol de l'essai

Lorsque le PRV est exposé à un environnement fortement humide, l'eau peut s'infiltrer dans le matériau. Ce phénomène dépend de plusieurs facteurs propres au composite, notamment :

- La qualité de l'interface entre la matrice et les fibres.
- Le type de matrice utilisée (résine thermodurcissable ou thermoplastique).
- La nature et l'orientation des fibres de verre (tissées, en mat ou unidirectionnelles).

L'absorption d'eau est évaluée en mesurant le gain de masse après immersion du matériau par rapport à sa masse initiale à l'état sec. Cette pénétration d'eau peut entraîner des modifications au sein de la matrice polymère, telles que le gonflement, la plastification ou encore l'apparition de microfissures. Elle peut également affaiblir l'adhérence entre la matrice et les fibres de verre, entraînant ainsi une dégradation des propriétés mécaniques du matériau.

Conformément à la norme ASTM D570 (Standard Test Method for Water Absorption of Plastics), les échantillons sont découpés selon des dimensions normalisées. Un séchage est effectué dans une étuve à une température de 50 à 60 °C pendant 24 heures, afin de déterminer la masse sèche initiale M_0 (exprimée en grammes), voir les figures IV.85 A, B.

IV.14.8.3. Résultats et discussions

Nous avons mesuré le pourcentage d'absorption d'eau M_t % d'un PRV à différents temps t pendant son exposition dans un milieu réel. La quantité d'eau absorbée a été calculée en comparant les poids initial et final. Une moyenne de cinq échantillons pour chaque durée d'exposition. Le gain de poids M_t % est calculé selon l'équation (10) suivante, et résumée dans le tableau IV. 29:

$$M_t = \frac{M_s - M_0}{M_0} * 100 \dots\dots\dots(10)$$

- M_s le poids saturé après une durée t de l'échantillon.

- M_0 le poids sec de l'échantillon .

-Mt le pourcentage de gain de masse à un temps t .

Le gain de poids atteint un état d'équilibre après une certaine durée, voir le tableau IV.29 A. Le composite prv a montré une stabilisation du gain de poids avec l'augmentation du temps d'exposition dans un milieu agressive à 180 jour, voir la figure IV.86. La loi empirique de puissance pour la diffusion est généralement exprimée de cette manière équation 11[164]. Mt est le gain de masse à un temps t , M_{∞} le gain correspondant à l'équilibre. Il existe quatre types de diffusion de l'eau dans le polymère, si $n < 0,5$ indique diffusion sous fickien , $n=0.5$ indique un mécanisme de diffusion fickien (Cas I). Une valeur comprise entre $0.5 < n < 1.00$ indique un mécanisme de diffusion non fickien (anormal). Une valeur de $n=1$ indique le Cas II, où le processus de diffusion est beaucoup plus rapide >1 Transport de type Super Cas II[165]. L'équation (11) ne peut être appliquée qu'aux premières étapes du gonflement, c'est-à-dire jusqu'à une augmentation de 60 % de la masse d'équilibrage c-a-d $M_t/M_{\infty} \leq 0,6$.

$$\frac{M_t}{M_{\infty}} = K t^n \dots\dots\dots(11)$$

Mt : Masse d'eau absorbée à un instant t

M_{∞} : Masse d'équilibre (quantité maximale d'eau absorbée)

k : Constante liée à la structure du matériau

n : Exposant de diffusion (détermine le type de diffusion)

En prenant le logarithme des deux côtés, nous obtenons une équation linéaire (12) :

$$\text{Log } \frac{M_t}{M_{\infty}} = n \log t + \log K \dots\dots\dots(12)$$

Pour une régression linéaire, cette équation peut être réécrite comme l'équation (13):

$$Y = n .x + \log K \dots\dots\dots(13)$$

Avec :

$$Y = \log (M_t / M_{\infty}) \quad , \quad x = \log t \quad A = \log k$$

Le coefficient n (la pente) et log k (l'ordonnée à l'origine) sont déterminés par régression linéaire des valeurs log M_t/∞ par rapport à log t, voir le tableau IV.29 B.

On Tracer un graphique $\log(M_t/M_{\infty})$ en fonction de logt, voir la figure IV.87.

On Ajuster une droite de régression linéaire sur les points correspondant à $M_t/M_\infty \leq 0.6$ (c'est-à-dire 60% du poids d'équilibre). La pente obtenue correspond à n ce qui permet de déterminer le type de diffusion.

Tableau IV. 29: Evolution du gain de poids d'eau en fonction de la durée t d'exposition à l'humidité du composite prv

Durée t jour	Humidité M_t %
30	0,19
60	0,23
90	0,26
180	0,60
360	0,62

A

t	M_t/M_∞	$\log t$	$\text{Log}(M_t/M_\infty)$
30	0,306	3,401	-1,184
60	0,371	4,094	-0,994
90	0,419	4,499	-0,869

B

On applique la régression linéaire uniquement pour $M_t/M_\infty \leq 0.6$ soit les points (30, 0.306) et (60, 0.371) et (90, 0.419).

Nous devons estimer $M_\infty = 0.62$ (puisque les valeurs se stabilisent à ce niveau). Nous calculons alors :

La pente de la droite $Y = nX + A$ est donnée par régression linéaire :

$$y = -2,15715 + 0,28551 \cdot x$$

La valeur n de la régression linéaire, du composite prv exposé à l'humidité est proche de 0,28551 ce qui indique que ce type de composite suit un comportement de diffusion sous Fickien pour l'absorption d'eau.

IV.14.8.4. Conclusion

La valeur de $n = 0,28551$ correspond à une diffusion sous-Fickienne, caractérisée par une absorption d'eau fortement ralentie en raison des propriétés du composite, telles que sa faible perméabilité et son effet de barrière hydrophobe. Cela indique que notre matériau présente une grande résistance à l'humidité.



A

B

Figure IV.85 : Détermination de la teneur en humidité par gain de masse.

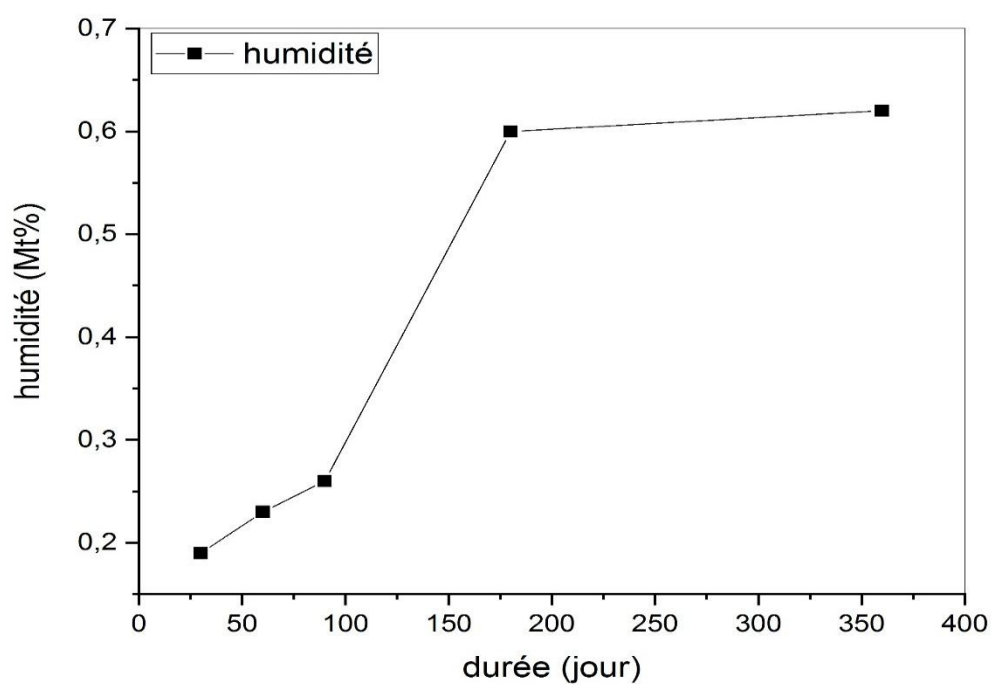


Figure IV.86: Gain de poids en fonction de la durée d'exposition par jour du composite prv dans un milieu agressif.

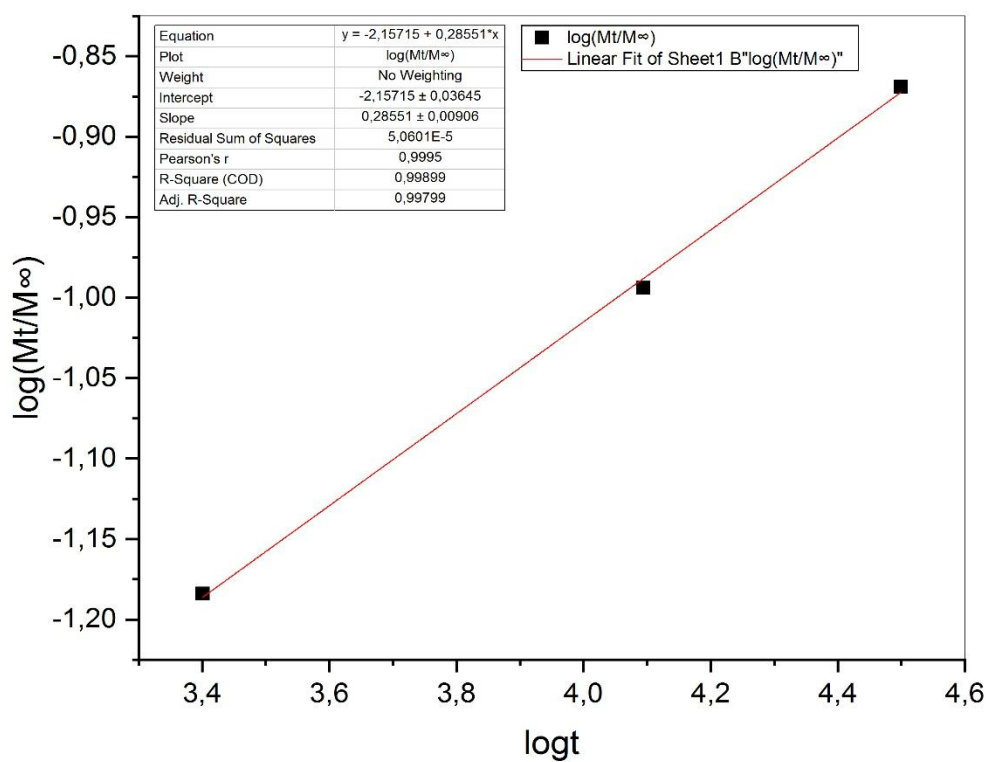


Figure IV.87: Courbe de $\log (Mt/M^\infty)$ en fonction de $\log (t)$ avec une régression linéaire.

Conclusion générale et perspectives

Conclusion générale et perspective

À l'issue de ce travail de recherche, plusieurs éléments importants ont pu être mis en évidence concernant l'élaboration et l'évaluation de bétons destinés à la fabrication de regards pour réseaux d'assainissement, dans un contexte d'exposition sévère. L'étude s'est intéressée à deux axes complémentaires : d'une part, l'optimisation de la formulation du béton à travers le remplacement partiel du sable alluvionnaire par du sable concassé, et d'autre part, l'introduction de matériaux composites en PRV (plastique renforcé de verre) comme alternative durable pour les regards, notamment dans les zones exposées à des émissions importantes de gaz agressifs.

L'ensemble des expérimentations menées a permis d'évaluer les performances mécaniques, la durabilité des bétons et des PRV dans des conditions reproduisant des environnements réels rencontrés dans la région de Tougourt. Cette région se caractérise en effet par une double contrainte environnementale : d'une part, un sol naturellement agressif et d'autre part, des eaux usées présentant une agressivité chimique modérée, deux facteurs susceptibles de compromettre la longévité des ouvrages en béton traditionnels.

Sur la base des résultats obtenus, les conclusions suivantes ont été établies :

- Le taux optimal de substitution du sable alluvionnaire par du sable concassé est de 50 %, avec une amélioration de la résistance à la compression de béton de 34,73 % à 28 jours et de 22,95 % à 90 jours de conservation dans un milieu agressif.

- Les bétons contenant 0 % et 50 % de sable concassé, avec ou sans hydrofuge, présentent une consistance variable entre fluide et plastique ferme. L'ajout d'hydrofuge entraîne une réduction mesurable de l'affaissement, avec une diminution de 13,79 % pour le béton M2 par rapport à M1. De même, l'incorporation de 50 % de sable concassé provoque une baisse de l'affaissement de 20,68 % pour M3 par rapport à M1.

- La masse volumique du béton frais augmente légèrement avec l'ajout d'hydrofuge et le remplacement partiel du sable alluvionnaire par du sable concassé. Bien que ces variations restent modestes, elles reflètent un effet cumulé sur la compacité du mélange.

- L'incorporation de 50 % de sable concassé associée à l'utilisation d'un hydrofuge améliore les performances mécaniques à long terme, avec une augmentation de 15,44 % de la résistance à la compression à 360 jours par rapport au béton témoin composé uniquement de sable alluvionnaire avec une conservation dans les eaux usées.

- L'intégration de 50 % de sable concassé dans une formulation sans hydrofuge permet d'obtenir un béton à faible perméabilité. Cette amélioration s'explique par une meilleure compacité de la matrice due à la forme angulaire des grains et à la présence de fines calcaires, qui combler les vides entre les particules. Ce phénomène conduit à une

Conclusion générale et perspectives

réduction significative du coefficient de perméabilité, par rapport au béton témoin formulé avec 100 % de sable alluvionnaire conservé dans le laboratoire.

- un très faible taux de pénétration de l'eau sous pression est observé dans un béton combinant 50 % de sable alluvionnaire et 50 % de sable concassé, avec l'ajout de 1 % d'hydrofuge. Cette performance s'explique par l'action de l'hydrofuge, qui réduit la capillarité du béton en obstruant partiellement les pores, limitant ainsi la migration de l'eau à travers la matrice cimentaire.

- L'ajout d'un hydrofuge réduit la porosité capillaire et améliore l'imperméabilité du béton, ce qui limite la pénétration de l'eau et des agents agressifs. Cela favorise le développement des résistances mécaniques à long terme en limitant la dégradation des liaisons cimentaires.

- L'observation visuelle met en évidence l'apparition d'efflorescences (dépôts blanchâtres de sels cristallisés) ainsi qu'une désagrégation de la surface, traduisant une perte de cohésion de la matrice cimentaire, sur les échantillons de béton composés à 100 % de sable alluvionnaire après 6 et 12 mois de conservation en eaux usées. En revanche, ces signes de dégradation sont absents sur les échantillons formulés avec un mélange de sable, alluvionnaire et concassé (50/50).

- Une analyse EDX révèle une teneur élevée en silicium dans les zones dégradées, ce qui traduit une déstructuration de la matrice cimentaire plutôt qu'un excès de silice d'origine. Cette observation confirme l'effet destructeur des eaux usées acides et sulfatées sur les bétons composés exclusivement de 100% sable alluvionnaire.

- Une teneur élevée en ciment entraîne la formation d'une plus grande quantité de Ca(OH)_2 , augmentant ainsi la réserve alcaline du béton. Cette réserve contribue à neutraliser le CO_2 sur une période prolongée, retardant ainsi la chute du pH à des niveaux critiques. En conséquence, la progression de la carbonatation en profondeur est significativement retardée, même après 12 mois de conservation en milieu d'eaux usées.

- L'analyse micrographique au microscope électronique à balayage (MEB) met en évidence la présence de microfissures dans la matrice cimentaire des bétons formulés uniquement avec du sable alluvionnaire. Ces fissurations sont principalement dues à la formation différée et expansive de l'ettringite secondaire, résultant de réactions sulfatiques en milieu agressif. Cette expansion interne génère des contraintes mécaniques localisées, fragilisant progressivement la microstructure du béton et accélérant son processus de dégradation.

- L'analyse micrographique confirme que le sable concassé, grâce à sa forme anguleuse et sa texture rugueuse, améliore significativement l'adhérence entre la pâte de ciment et les grains d'agrégats, notamment au niveau de la zone de transition inter faciale (ITZ).

Conclusion générale et perspectives

Cette amélioration de l'ancrage contribue à une meilleure cohésion de la microstructure et se traduit par une augmentation des performances mécaniques du béton. Tandis que le sable alluvionnaire, généralement plus rond et moins rugueux, offre une moins bonne adhérence à la pâte de ciment, ce qui peut limiter les performances mécaniques maximales du béton.

- Le composite en PRV présente une amélioration notable, caractérisée par une augmentation de la résistance à la traction circonférentielle et un renforcement progressif de sa rigidité au fil du temps de conservation.
- Les échantillons conservés dans les eaux usées présentent une augmentation de la force maximale de déflexion. Cependant, après 12 mois de conservation, cette amélioration demeure légère en comparaison avec les échantillons non vieilliss.
- Le comportement de diffusion observé est de type sous-Fickien, marqué par une absorption d'eau fortement réduite, en raison des caractéristiques du composite, notamment sa faible perméabilité et son effet barrière hydrophobe. Ce phénomène témoigne de la haute résistance du matériau PRV à l'humidité.

Perspectives de recherche

Sur la base de l'étude portant sur la durabilité des regards en béton et en PRV destinés au réseau d'assainissement de la wilaya de Tougourt, nous formulons les recommandations suivantes :

- Au regard des résultats obtenus, il apparaît que la durabilité des ouvrages en béton utilisés dans le réseau d'assainissement de Tougourt peut être significativement améliorée en agissant sur la formulation du béton. En particulier, la substitution partielle du sable alluvionnaire par du sable concassé, à raison de 50 %, s'est révélée être une approche efficace pour limiter les phénomènes de dégradation observés sur le terrain. Cette solution permet non seulement de renforcer la résistance du béton face aux environnements agressifs, notamment les eaux usées, mais également de valoriser des matériaux locaux souvent disponibles en abondance. Ainsi, l'adoption de cette formulation constitue une mesure pertinente en vue de prolonger la durée de vie des infrastructures d'assainissement et de réduire les coûts d'entretien à long terme.
- Dans les zones du réseau d'assainissement de la région de Tougourt où les émissions de gaz H_2S sont particulièrement importantes, notamment au niveau des collecteurs principaux, les regards en béton armé sont fortement exposés à des phénomènes de corrosion chimique, pouvant entraîner des dégradations prématurées, des pertes d'étanchéité et des coûts d'entretien élevés. Dans ce contexte, l'adoption de regards en PRV (plastique renforcé de fibres) représente une solution technique plus adaptée. Grâce à leur excellente résistance chimique, en particulier aux environnements riches en

Conclusion générale et perspectives

sulfure d'hydrogène, les regards en PRV offrent une meilleure durabilité, une réduction significative des interventions de maintenance, ainsi qu'une amélioration globale de la performance du réseau. Leur mise en œuvre dans les zones critiques constitue donc une mesure efficace pour prolonger la durée de vie des ouvrages et optimiser la gestion prolongée du réseau d'assainissement.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] J. Jeyapalan, "Prediction and control of sulfide induced corrosion in concrete sewer infrastructure and rehabilitation techniques," in *Corrosion Forms and Control for Infrastructure*, ed: ASTM International, 1992.
- [2] D. K. B. THISTLETHWAYTE, "The Control of sulphides in sewerage systems," (*No Title*), pp. 17-19, 1972.
- [3] J. L. Barnard, *Corrosion of sewers* vol. 45: CSIR, National Building Research Institute, 1967.
- [4] B. Hughes and J. Guest, "Limestone and siliceous aggregate concretes subjected to sulphuric acid attack," *Magazine of concrete Research*, vol. 30, pp. 11-18, 1978.
- [5] W. Harrison, "Durability of concrete in acidic soils and waters," *Concrete*, vol. 21, 1987.
- [6] V. Bhoopathy and S. S. Subramanian, "The way forward to sustain environmental quality through sustainable sand mining and the use of manufactured sand as an alternative to natural sand," *Environmental Science and Pollution Research*, vol. 29, pp. 30793-30801, 2022.
- [7] E. H. Meziane, "Etude des propriétés mécaniques et durabilité du béton à base de sable concassé," 2016.
- [8] A. Nonat and J. Mutin, "From hydration to setting," in *RILEM PROCEEDINGS*, 1992, pp. 171-171.
- [9] A. Nonat, "Interactions between chemical evolution (hydration) and physical evolution (setting) in the case of tricalcium silicate," *Materials and structures*, vol. 27, pp. 187-195, 1994.
- [10] P. K. Mehta, "Concrete. Structure, properties and materials," 1986.
- [11] H. F. Taylor, "Proposed structure for calcium silicate hydrate gel," *Journal of the American Ceramic Society*, vol. 69, pp. 464-467, 1986.
- [12] X. Cong and R. J. Kirkpatrick, "²⁹Si MAS NMR study of the structure of calcium silicate hydrate," *Advanced Cement Based Materials*, vol. 3, pp. 144-156, 1996.
- [13] I. G. Richardson, "The nature of CSH in hardened cements," *Cement and Concrete research*, vol. 29, pp. 1131-1147, 1999.
- [14] I. G. Richardson, "The calcium silicate hydrates," *Cement and Concrete research*, vol. 38, pp. 137-158, 2008.
- [15] R. J.-M. Pellenq, A. Kushima, R. Shahsavari, K. J. Van Vliet, M. J. Buehler, S. Yip, and F.-J. Ulm, "A realistic molecular model of cement hydrates," *Proceedings of the National Academy of Sciences*, vol. 106, pp. 16102-16107, 2009.
- [16] E. Guillon, "Durabilité des matériaux cimentaires: modélisation de l'influence des équilibres physico-chimiques sur la microstructure et les propriétés mécaniques résiduelles," École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan, 2004.
- [17] M. Regourd and H. Hornain, "Applications de la microscopie électronique à balayage," *Revue des matériaux de construction*, 1975.
- [18] J.-P. Ollivier and J.-M. Torrenti, "La structure poreuse des bétons et les propriétés de transfert," *La durabilité des bétons*, vol. 1, 2008.
- [19] V. Malhotra, "No-fines concrete-its properties and applications," in *Journal Proceedings*, 1976, pp. 628-644.
- [20] R. Feldman and P. Sereda, "A new model for hydrated Portland cement and its practical implications," *Engineering journal*, vol. 53, pp. 53-59, 1970.
- [21] T. C. Powers, "Structure and physical properties of hardened Portland cement paste," *Journal of the American Ceramic Society*, vol. 41, pp. 1-6, 1958.
- [22] A. J. Allen, J. J. Thomas, and H. M. Jennings, "Composition and density of nanoscale calcium-silicate-hydrate in cement," *Nature materials*, vol. 6, pp. 311-316, 2007.

Références bibliographiques

- [23] A. Muller, K. Scrivener, A. Gajewicz, and P. McDonald, "Use of bench-top NMR to measure the density, composition and desorption isotherm of C–S–H in cement paste," *Microporous and Mesoporous Materials*, vol. 178, pp. 99-103, 2013.
- [24] R. F. Feldman and P. J. Sereda, "A model for hydrated Portland cement paste as deduced from sorption-length change and mechanical properties," *Matériaux et Construction*, vol. 1, pp. 509-520, 1968.
- [25] H. M. Jennings, "A model for the microstructure of calcium silicate hydrate in cement paste," *Cement and Concrete research*, vol. 30, pp. 101-116, 2000.
- [26] P. Bonnaud, Q. Ji, B. Coasne, R.-M. Pellenq, and K. Van Vliet, "Thermodynamics of water confined in porous calcium-silicate-hydrates," *Langmuir*, vol. 28, pp. 11422-11432, 2012.
- [27] H. M. Jennings, J. W. Bullard, J. J. Thomas, J. E. Andrade, J. J. Chen, and G. W. Scherer, "Characterization and modeling of pores and surfaces in cement paste: correlations to processing and properties," *Journal of Advanced Concrete Technology*, vol. 6, pp. 5-29, 2008.
- [28] E. Masoero, H. Jennings, F. Ulm, E. Del Gado, H. Manzano, R. Pellenq, and S. Yip, "Modelling cement at fundamental scales: From atoms to engineering strength and durability," *Comput. Model. Concr. Struct*, vol. 1, pp. 139-148, 2014.
- [29] S. Mindess, J. Young, and D. Darwin, "Concrete, Pearson Education," *Upper saddle River, New Jersey*, 2002.
- [30] K. S. Sing, "Reporting physisorption data for gas/solid systems with special reference to the determination of surface area and porosity (Recommendations 1984)," *Pure and applied chemistry*, vol. 57, pp. 603-619, 1985.
- [31] J. Ollivier, J. Maso, and B. Bourdette, "Interfacial transition zone in concrete," *Advanced Cement Based Materials*, vol. 2, pp. 30-38, 1995.
- [32] K. L. Scrivener, "Backscattered electron imaging of cementitious microstructures: understanding and quantification," *Cement and concrete Composites*, vol. 26, pp. 935-945, 2004.
- [33] G. Escadeillas and J. Maso, "Approach of the initial state in cement paste, mortar, and concrete," *Ceram. Trans.*, vol. 16, pp. 169-184, 1990.
- [34] L. Courard, "De la complexité du phénomène de création de l'interface entre un béton support et un système de réparation," in *Colloque: Journée d'étude CEP-LIN-MET*, 1999.
- [35] K. Scrivener, "Characterisation of the ITZ and its quantification by test methods," *RILEM report*, pp. 3-18, 1999.
- [36] J. Zheng, C. Q. Li, and X. Zhou, "Thickness of interfacial transition zone and cement content profiles around aggregates," *Magazine of concrete Research*, vol. 57, pp. 397-406, 2005.
- [37] A. Elsharief, M. D. Cohen, and J. Olek, "Influence of aggregate size, water cement ratio and age on the microstructure of the interfacial transition zone," *Cement and Concrete research*, vol. 33, pp. 1837-1849, 2003.
- [38] E. J. Garboczi and D. P. Bentz, "Analytical formulas for interfacial transition zone properties," *Advanced Cement Based Materials*, vol. 6, pp. 99-108, 1997.
- [39] M. Amin, S. Jamaludin, F. Pa, and K. Chuen, "Effects of magnesium sulfate attack on ordinary Portland cement (OPC) mortars," *Portugaliae Electrochimica Acta*, vol. 26, pp. 235-242, 2008.
- [40] M. Bassuoni and M. Nehdi, "Durability of self-consolidating concrete to sulfate attack under combined cyclic environments and flexural loading," *Cement and Concrete research*, vol. 39, pp. 206-226, 2009.
- [41] A. Suleiman, A. Soliman, and M. Nehdi, "Effect of surface treatment on durability of concrete exposed to physical sulfate attack," *Construction and Building Materials*, vol. 73, pp. 674-681, 2014.
- [42] M. J. Uddin and M. Quayyum, "Influence of calcium sulphate on cement motor and characteristics behaviour at different proportions," *vol*, vol. 2, pp. 192-200, 2012.
- [43] A. Bonakdar and B. Mobasher, "Multi-parameter study of external sulfate attack in blended cement materials," *Construction and Building Materials*, vol. 24, pp. 61-70, 2010.
- [44] H.-s. Concrete, "International Congress on Durability of Concrete."

Références bibliographiques

- [45] J. Prasad, D. Jain, and A. Ahuja, "Factors influencing the sulphate resistance of cement concrete and mortar," 2006.
- [46] W. G. Hime and B. Mather, "'Sulfate attack,' or is it?," *Cement and Concrete research*, vol. 29, pp. 789-791, 1999.
- [47] G.-c. Long, Y.-j. Xie, D.-h. Deng, and X.-k. Li, "Deterioration of concrete in railway tunnel suffering from sulfate attack," *Journal of Central South University*, vol. 18, pp. 881-888, 2011.
- [48] N. Cefis and C. Comi, "Damage modelling in concrete subject to sulfate attack," *Frattura e Integrità Strutturale*, vol. 29, pp. 222-229, 2014.
- [49] L. Pelletier-Chaignat, F. Winnefeld, B. Lothenbach, G. Le Saout, C. J. Müller, and C. Famy, "Influence of the calcium sulphate source on the hydration mechanism of Portland cement–calcium sulphotoaluminate clinker–calcium sulphate binders," *Cement and concrete Composites*, vol. 33, pp. 551-561, 2011.
- [50] M. Mbessa and J. Péra, "Durability of high-strength concrete in ammonium sulfate solution," *Cement and Concrete research*, vol. 31, pp. 1227-1231, 2001.
- [51] M. Lanzón and P. Garcia-Ruiz, "Deterioration and damage evaluation of rendering mortars exposed to sulphuric acid," *Materials and structures*, vol. 43, pp. 417-427, 2010.
- [52] V. Chalupecky, T. Fatima, and A. Muntean, "Multiscale sulfate attack on sewer pipes: Numerical study of a fast micro-macro mass transfer limit," 2010.
- [53] J. M. Chi, R. Huang, and C. Yang, "Effects of carbonation on mechanical properties and durability of concrete using accelerated testing method," *Journal of marine science and technology*, vol. 10, p. 3, 2002.
- [54] S. Boualleg, M. Bencheikh, L. Belagraa, A. Daoudi, and M. A. Chikouche, "The combined effect of the initial cure and the type of cement on the natural carbonation, the portlandite content, and nonevaporable water in blended cement," *Advances in Materials Science and Engineering*, vol. 2017, p. 5634713, 2017.
- [55] M. Mmusi, M. Alexander, and H. Beushausen, "Determination of critical moisture content for carbonation of concrete," in *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II*, ed: CRC Press, 2008, pp. 181-182.
- [56] V. G. Papadakis, C. G. Vayenas, and M. N. Fardis, "Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation," *Materials Journal*, vol. 88, pp. 363-373, 1991.
- [57] L. Czarnecki and P. Woyciechowski, "Modelling of concrete carbonation; is it a process unlimited in time and restricted in space?," *Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences*, 2015.
- [58] L. J. Parrott, *A review of carbonation in reinforced concrete*, 1987.
- [59] K. Hossain and M. Lachemi, "Performance of volcanic ash and pumice based blended cement concrete in mixed sulfate environment," *Cement and Concrete research*, vol. 36, pp. 1123-1133, 2006.
- [60] M. Castellote, L. Fernandez, C. Andrade, and C. Alonso, "Chemical changes and phase analysis of OPC pastes carbonated at different CO₂ concentrations," *Materials and structures*, vol. 42, pp. 515-525, 2009.
- [61] V. Papadakis and S. Tsimas, "Supplementary cementing materials in concrete: Part I: efficiency and design," *Cement and Concrete research*, vol. 32, pp. 1525-1532, 2002.
- [62] J. A. Farny and B. Kerkhoff, *Concrete technology: diagnosis and control of alkali-aggregate reactions in concrete*, 2007.
- [63] N. Smaoui, M.-A. Bérubé, B. Fournier, B. Bissonnette, and B. Durand, "Evaluation of the expansion attained to date by concrete affected by alkali–silica reaction. Part I: Experimental study," *Canadian Journal of Civil Engineering*, vol. 31, pp. 826-845, 2004.
- [64] A. Brykov, V. Danilov, and M. Mokeev, "Effect of alkali cations on silicon ability to bind in cement stone by data of solid-state ²⁹Si NMR spectroscopy," *Russian Journal of Applied Chemistry*, vol. 85, pp. 716-721, 2012.

Références bibliographiques

- [65] A. Le Roux, "Les mécanismes mis en jeu dans les dégradations dues à l'alcali-réaction," *Seminário Degradação de Estruturas por Reações Expansivas de Origem Interna*, LNEC, Lisbon, 2001.
- [66] R. Wey and B. Siffert, "Reactions de la silice monomoléculaire en solution avec les ions Al^{3+} et Mg^{2+} ," *Colloques Internationaux*, vol. 105, pp. 11-23, 1961.
- [67] H. Kamiya, A. Ozaki, and M. Imahashi, "Dissolution rate of powdered quartz in acid solution," *Geochemical Journal*, vol. 8, pp. 21-26, 1974.
- [68] V. r. Zivica and A. Bajza, "Acidic attack of cement-based materials—a review Part 2. Factors of rate of acidic attack and protective measures," *Construction and Building Materials*, vol. 16, pp. 215-222, 2002.
- [69] R. Andalib, M. Z. Abd Majid, A. Keyvanfar, A. Talaiekhazan, M. W. Hussin, A. Shafaghat, R. M. Zin, C. T. Lee, M. A. Fulazzaky, and H. HAIDAR ISMAIL, "Durability improvement assessment in different high strength bacterial structural concrete grades against different types of acids," *Sadhana*, vol. 39, pp. 1509-1522, 2014.
- [70] A. M. Rashad, "A comprehensive overview about the influence of different additives on the properties of alkali-activated slag—A guide for Civil Engineer," *Construction and Building Materials*, vol. 47, pp. 29-55, 2013.
- [71] M. Westerholm, B. Lagerblad, and E. Forssberg, "Rheological properties of micromortars containing fines from manufactured aggregates," *Materials and structures*, vol. 40, pp. 615-625, 2007.
- [72] Z. SKENDER, "Durabilité du béton à base de sable de concassage," 2009.
- [73] Y. S. Chhetri, B. R. Joshi, C. Bhandari, R. Aryal, P. B. Adhikari, N. KC, and S. Banjara, "Evaluation of Compressive Strength of Concrete Using Stone Dust and Superplasticizer," *Technical Journal*, vol. 4, pp. 99-113, 2024.
- [74] A. Malla, K. Narayan, R. Aryal, and B. R. Joshi, "Evaluation of Compressive Strength of Concrete with Various Proportions of Stone Dust as Fine Aggregate," *Himalayan Journal of Applied Science and Engineering*, vol. 4, pp. 40-53, 2024.
- [75] P. Turcry, "Retrait et Fissuration des Betons Autoplaçants," *Influence de la Formulation. Thèse de l'Ecole Centrale de Nantes et l'Université de Nantes*, 2004.
- [76] Z. Guemmadi, G. ESCADECUAS, B. Toumi, H. Houari, and P. CIASTRES, "Influence des fillers calcaires sur les performances mécaniques des pâtes de ciment," *1er Congrès international sur la technologie et la durabilité du béton, USTHB Alger-Algérie*, pp. 1-8, 2004.
- [77] C. M. O. ANENE, "EFFECT OF PARTIAL REPLACEMENT OF SAND WITH QUARRY DUST ON COMPRESSIVE STRENGTH OF CONCRETE," *NAU DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING FINAL YEAR PROJECT & POSTGRADUATE PORTAL*, vol. 2, 2023.
- [78] M. Shukla, A. Sahu, and A. Sachan, "Performance of Stone dust as fine aggregate replacing sand in concrete and mortar," in *National Seminar on Advances in Special concretes*, Indian Concrete Institute, Bangalore, 1998, pp. 241-248.
- [79] D. Prakash Rao and V. Giridhar Kumar, "Investigations on concrete with stone crusher dust as fine aggregate," *Indian concrete journal*, vol. 78, pp. 45-50, 2004.
- [80] S. Kenai, B. Menadi, A. Attar, and J. Khatib, "Effect of crushed limestone fines on strength of mortar and durability of concrete," in *Proceedings of International Conference on Construction and Building Technology (ICCBT)*, Kuala Lumpur, Malaysia, 2008, pp. 205-216.
- [81] Y. Benachour, C. A. Davy, F. Skoczylas, and H. Houari, "Effect of a high calcite filler addition upon microstructural, mechanical, shrinkage and transport properties of a mortar," *Cement and Concrete research*, vol. 38, pp. 727-736, 2008.
- [82] B. Basaran, I. Kalkan, C. Aksoylu, Y. O. Özkılıç, and M. M. S. Sabri, "Effects of waste powder, fine and coarse marble aggregates on concrete compressive strength," *Sustainability*, vol. 14, p. 14388, 2022.
- [83] L. S. Silva, M. Amario, C. M. Stolz, K. V. Figueiredo, and A. N. Haddad, "A Comprehensive Review of Stone Dust in concrete: mechanical behavior, durability, and environmental performance," *Buildings*, vol. 13, p. 1856, 2023.

Références bibliographiques

- [84] T. Celik and K. Marar, "Effects of crushed stone dust on some properties of concrete," *Cement and Concrete research*, vol. 26, pp. 1121-1130, 1996.
- [85] B. Menadi, "Performance du mortier et beton a base de fillier calcaire," Blida, 2008.
- [86] I. B. Topcu and A. Uğurlu, "Effect of the use of mineral filler on the properties of concrete," *Cement and Concrete research*, vol. 33, pp. 1071-1075, 2003.
- [87] M. González and E. Irassar, "Effect of limestone filler on the sulfate resistance of low C3A Portland cement," *Cement and Concrete research*, vol. 28, pp. 1655-1667, 1998.
- [88] Z.-T. Chang, X.-J. Song, R. Munn, and M. Marosszeky, "Using limestone aggregates and different cements for enhancing resistance of concrete to sulphuric acid attack," *Cement and Concrete research*, vol. 35, pp. 1486-1494, 2005.
- [89] C. Varga, N. Miskolczi, L. Bartha, and G. Lipóczy, "Improving the mechanical properties of glass-fibre-reinforced polyester composites by modification of fibre surface," *Materials & Design*, vol. 31, pp. 185-193, 2010.
- [90] M. M. Schwartz, "Composite materials. Volume 1: Properties, non-destructive testing, and repair," 1997.
- [91] K. K. Chawla, *Composite materials: science and engineering*: Springer Science & Business Media, 2012.
- [92] E. Sanchez, C. Zavaglia, and M. Felisberti, "Unsaturated polyester resins: influence of the styrene concentration on the miscibility and mechanical properties," *Polymer*, vol. 41, pp. 765-769, 2000.
- [93] J. Martín, "Kinetic analysis of an asymmetrical DSC peak in the curing of an unsaturated polyester resin catalysed with MEKP and cobalt octoate," *Polymer*, vol. 40, pp. 3451-3462, 1999.
- [94] J. Vilas, J. Laza, M. Garay, M. Rodriguez, and L. Leon, "Unsaturated polyester resins cure: Kinetic, rheologic, and mechanical-dynamical analysis. I. Cure kinetics by DSC and TSR," *Journal of Applied Polymer Science*, vol. 79, pp. 447-457, 2001.
- [95] G. Schneider, *Résines vinylesters*: Ed. Techniques Ingénieur, 2003.
- [96] A. Gardziella, L. A. Pilato, and A. Knop, "Phenolic resins: Chemistry, reactions, mechanism," *Phenolic Resins: Chemistry, Applications, Standardization, Safety and Ecology*, pp. 24-82, 2000.
- [97] C. E. Carraher Jr, *Introduction to polymer chemistry*: CRC press, 2017.
- [98] J. A. Quinn, *Composites: Design Manual*: CRC Press, 1999.
- [99] B. D. Agarwal, L. J. Broutman, and K. Chandrashekhara, *Analysis and performance of fiber composites*: John Wiley & Sons, 2017.
- [100] P. Cortes and W. Cantwell, "The prediction of tensile failure in titanium-based thermoplastic fibre-metal laminates," *Composites science and technology*, vol. 66, pp. 2306-2316, 2006.
- [101] R. Alderliesten and R. Benedictus, "Fiber/metal composite technology for future primary aircraft structures," *Journal of Aircraft*, vol. 45, pp. 1182-1189, 2008.
- [102] S. Shah, S. Karuppanan, P. Megat-Yusoff, and Z. Sajid, "Impact resistance and damage tolerance of fiber reinforced composites: A review," *Composite structures*, vol. 217, pp. 100-121, 2019.
- [103] L. Sutherland, "A review of impact testing on marine composite materials: Part I—Marine impacts on marine composites," *Composite structures*, vol. 188, pp. 197-208, 2018.
- [104] G. Xian, H. Li, and X. Su, "Water absorption and hygrothermal ageing of ultraviolet cured glass-fiber reinforced acrylate composites," *Polymer composites*, vol. 33, pp. 1120-1128, 2012.
- [105] M. Noonan, W. Obande, and D. Ray, "Simulated end-of-life reuse of composites from marine applications using thermal reshaping of seawater-aged, glass fibre-reinforced acrylic materials," *Composites Part B: Engineering*, vol. 270, p. 111118, 2024.
- [106] A. DOĞAN and Y. Arman, "The effect of hygrothermal aging on the glass and carbon reinforced epoxy composites for different stacking sequences," *Mechanics*, vol. 24, pp. 19-25, 2018.

Références bibliographiques

- [107] A. Dogan and C. Atas, "Variation of the mechanical properties of E-glass/epoxy composites subjected to hygrothermal aging," *Journal of composite materials*, vol. 50, pp. 637-646, 2016.
- [108] C. C. Angrizani, B. F. de Oliveira, N. P. Lorandi, H. L. Ornaghi Jr, and S. C. Amico, "Combined hygrothermal aging and mechanical loading effect on unidirectional glass/epoxy composites," *Polymers and Polymer Composites*, vol. 30, p. 09673911221095261, 2022.
- [109] A. Chakraverty, U. Mohanty, S. Mishra, and B. Biswal, "Effect of hydrothermal immersion and hygrothermal conditioning on mechanical properties of GRE composite," in *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 2017, p. 012013.
- [110] J. Trémillon, "Chapitre 3: Corrosion des polymères, dans «Biotérédioration des matériaux», C. Lemaitre, N. Pebere, D. Festy Ed," *EDP science Paris*, 1998.
- [111] J. Verdu, *Différents types de vieillissement chimique des plastiques*: Ed. Techniques Ingénieur, 2002.
- [112] P.-E. Bourban, "Endommagement, rupture et corrosion des composites thermodurcissables de mats de fibres de verre," EPFL1993.
- [113] J. Verdu, *Vieillissement chimique des plastiques: aspects généraux*: Ed. Techniques Ingénieur, 2002.
- [114] B. MORTAIGNE, "Vieillissement des composites: Évolution des propriétés et modélisation," *Techniques de l'ingénieur. Plastiques et composites*, 2005.
- [115] J.-C. Jannel, "Polyesters insaturés UP," *Techniques de l'ingénieur. Plastiques et composites*, 2004.
- [116] F. Belan, V. Bellenger, and B. Mortaigne, "Hydrolytic stability of unsaturated polyester networks with controlled chain ends," *Polymer degradation and stability*, vol. 56, pp. 93-102, 1997.
- [117] F. Belan, V. Bellenger, B. Mortaigne, and J. Verdu, "Relationship between the structure and hydrolysis rate of unsaturated polyester prepolymers," *Polymer degradation and stability*, vol. 56, pp. 301-309, 1997.
- [118] A. FOULON, "Thèse présentée pour l'obtention du grade de Docteur de l'UTC."
- [119] L. Kumosa, D. Armentrout, and M. Kumosa, "An evaluation of the critical conditions for the initiation of stress corrosion cracking in unidirectional E-glass/polymer composites," *Composites science and technology*, vol. 61, pp. 615-623, 2001.
- [120] G. Schneider, "Résines vinylesters A3450," ed: Techniques de l'Ingénieur, 2003.
- [121] B. Chocat, J.-L. Bertrand-Krajewski, and S. Barraud, "Eaux pluviales urbaines et rejets urbains par temps de pluie," 2007.
- [122] A. Aflak, "Elaboration d'un cadre méthodologique pour l'aide à la décision en matière de gestion de la maintenance du réseau technique urbain d'assainissement," Lyon, INSA, 1994.
- [123] E. M. Nieuwenhuis, F. Clemens, J. Langeveld, and S. Duinmeijer, "A Study on the Relationship Between Fat, Oil and Grease (FOG) Deposits in Sewer Systems and FOG Disposal Patterns," 2016.
- [124] N. AS, "442," *Algerian Standard, Cement: Composition, specifications and conformity criteria for common cements*, IANOR Algiers, 2003.
- [125] N. EN, "197-1-Ciment—Partie 1: composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants," *AFNOR, Paris*, 2001.
- [126] G. Dreux and J. Festa, *Nouveau guide du béton et de ses constituants*: Eyrolles, 1998.
- [127] N. EN, "12390-2. Essais pour béton durci-Partie 2: confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance," ed: Octobre, 2001.
- [128] N. EN, "206-1 Béton—Partie 1: Spécification, performances, production et conformité," *AFNOR, French standard, from European standard EN*, vol. 206, 2004.
- [129] S. Mundra, P. Sindhi, V. Chandwani, R. Nagar, and V. Agrawal, "Crushed rock sand—An economical and ecological alternative to natural sand to optimize concrete mix," *Perspectives in Science*, vol. 8, pp. 345-347, 2016.

Références bibliographiques

- [130] P. A. Jadhav and D. K. Kulkarni, "Effect of replacement of natural sand by manufactured sand on the properties of cement mortar," *International journal of civil and structural Engineering*, vol. 3, p. 621, 2013.
- [131] M. A. Joe, A. M. Rajesh, P. Brightson, and M. P. Anand, "Experimental investigation on the effect of M-sand in high performance concrete," *Am J Eng Res*, vol. 2, pp. 46-51, 2013.
- [132] H. Hassis, L. Courard, N. B. Jamaa, M. B. Ouezdou, A. Lecomte, I. Kallel-Kamoun, and A. Beddey, "Influence des sables fillérisés calcaires sur les propriétés des bétons courants et superplastifiés. Un exemple tunisien," 2012.
- [133] T. Djedid, A. Guettala, and M. Mani, "Study of the workability and mechanical strength of concrete in the face of upwelling (Case of the El Oued Region of Algeria)," *Journal of Fundamental and Applied Sciences*, vol. 11, pp. 368-384, 2019.
- [134] B. Menadi, S. Kenai, J. Khatib, and A. Aït-Mokhtar, "Strength and durability of concrete incorporating crushed limestone sand," *Construction and Building Materials*, vol. 23, pp. 625-633, 2009.
- [135] N. Ahn, *An experimental study on the guidelines for using higher contents of aggregate micro fines in portland cement concrete*: The University of Texas at Austin, 2000.
- [136] M. N. Abou-Zeid and M. M. Fakhry, "Short-term impact of high-aggregate fines content on concrete incorporating water-reducing admixtures," *Materials Journal*, vol. 100, pp. 280-285, 2003.
- [137] R. P. Mogre, D. D. K. Parbat, and D. S. P. Bajad, "feasibility of artificial Sand in concrete," *International Journal of Engineering Research & Technology*, vol. 2, pp. 1606-1610, 2013.
- [138] L. Zeghichi, Z. Benghazi, and L. Baali, "The effect of the kind of sands and additions on the mechanical behaviour of SCC," *Physics Procedia*, vol. 55, pp. 485-492, 2014.
- [139] A. Bernard, "Influence de la température de cure sur la formation d'ettringite différée dans les bétons," Université de Sherbrooke, 2017.
- [140] M. Alexander and S. Mindess, *Aggregates in concrete*: CRC Press, 2005.
- [141] S. S. Fate, "Concrete with smart material (manufactured crushed sand)-A review," *IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering (IOSR-JMCE)*, vol. 1, pp. 27-29, 2014.
- [142] T. Lohani, M. Padhi, K. Dash, and S. Jena, "Optimum utilization of quarry dust as partial replacement of sand in concrete," *Int. J. Appl. Sci. Eng. Res*, vol. 1, pp. 391-404, 2012.
- [143] E. Dana, "Contribution à la caractérisation des écoulements biphasiques dans les matériaux poreux: étude expérimentale sur trois grès," Lille 1, 1999.
- [144] F. A. Dullien, *Porous media: fluid transport and pore structure*: Academic press, 2012.
- [145] L. Maxime and S. Julien, "Perméabilité à l'eau des bétons: développement d'une méthode d'essai alternative par séchage," in *Conférence Internationale Francophone NoMaD 2018 Liège Université*, 2018.
- [146] A. Guide, "Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages," *Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction, Etat de l'art et Guide pour la mise en place d'une approche performantielle et prédictive sur la base d'indicateurs de durabilité*, Association Française de Génie Civil, animateur BAROGHEL-BOUNY V, 2004.
- [147] W. Chen, "Etude expérimentale de la perméabilité du béton sous conditions thermiques et hydriques variables," Ecole Centrale de Lille, 2011.
- [148] A. Neville and P.-C. Aitcin, "High performance concrete—An overview," *Materials and structures*, vol. 31, pp. 111-117, 1998.
- [149] M. Thiery, "Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires: prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques," *THESE DE DOCTEUR DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSÉES, SPECIALITE: STRUCTURES ET MATERIAUX*, 2005.
- [150] P. Turcry, A. Ait-Mokhtar, K. Namouniara, and F. Gendron, "Influence du degré de saturation en eau sur la carbonatation des bétons: étude expérimentale sur pâtes de ciment," *Academic Journal of Civil Engineering*, vol. 35, pp. 76-79, 2017.

Références bibliographiques

- [151] P. K. Mehta and P. J. MONTEIRO, "Concreto," *Microestrutura, propriedades e materiais*, vol. 2, 2014.
- [152] E. Moffatt, "Durability of rapid-set (ettringite-based) concrete," 2016.
- [153] M. El-Wazery, M. El-Elamy, and S. Zoalfakar, "Mechanical properties of glass fiber reinforced polyester composites," *International journal of applied science and engineering*, vol. 14, pp. 121-131, 2017.
- [154] F. A. De Sousa, I. Ujike, and A. Kadota, "Effect of different fiber angles for composite material with fiberglass reinforced on mechanical properties," *International Journal of Mining, Metallurgy & Mechanical Engineering*, vol. 4, pp. 1-6, 2016.
- [155] E. ISO, "527-4 Plastics—Determination of tensile properties—Part 4: Test conditions for isotropic and orthotropic fibre-reinforced plastic composites," *International Organization for Standardization (ISO), Geneva, Switzerland*, 1997.
- [156] M. A. Silva, B. S. da Fonseca, and H. Biscaia, "On estimates of durability of FRP based on accelerated tests," *Composite structures*, vol. 116, pp. 377-387, 2014.
- [157] D. ASTM, "2412-02. Standard test method for determination of external loading characteristics of plastic pipe by parallel-plate loading," *Philadelphia: American Society for Testing and Materials*, 2002.
- [158] S. des Eaux Usées, "Revue des Sciences et Sciences de l'ingénieur."
- [159] A. ASFT, "Standard Test Method for Apparent Hoop Tensile Strength of Plastic or Reinforced Plastic Pipe by Split Disk Method," *ASTM D2290-12, Philadelphia, USA*, 2012.
- [160] K. Sindhu, K. Joseph, J. M. Joseph, and T. V. Mathew, "Degradation studies of coir fiber/polyester and glass fiber/polyester composites under different conditions," *Journal of reinforced plastics and composites*, vol. 26, pp. 1571-1585, 2007.
- [161] M. Stamenović, S. Putić, M. Rakin, B. Medjo, and D. Čikara, "Effect of alkaline and acidic solutions on the tensile properties of glass–polyester pipes," *Materials & Design*, vol. 32, pp. 2456-2461, 2011.
- [162] A. C. D.-o. P. S. D. o. P. Properties, "Standard Test Method for Water Absorption of Plastics," 1995.
- [163] R. Guedes and A. Sá, "Influence of moisture absorption on GIC and flexural properties of GRP pipes," *Journal of reinforced plastics and composites*, vol. 29, pp. 3095-3103, 2010.
- [164] P. L. Ritger and N. A. Peppas, "A simple equation for description of solute release II. Fickian and anomalous release from swellable devices," *Journal of controlled release*, vol. 5, pp. 37-42, 1987.
- [165] M. Gierszewska-Drużyńska and J. Ostrowska-Czubenko, "Mechanism of water diffusion into noncrosslinked and ionically crosslinked chitosan membranes," *Progress on Chemistry and Application of Chitin and its Derivatives*, pp. 63-70, 2012.

Annexes

Annexes

Annexe 01:



**Figure 01 : point de rejet 01 de Coordonnées UTM WGS 84 Zone
32 :x=220211,52 | y=3655454,37**



**Figure 02 :point de rejet 02 de Coordonnées UTM WGS 84 Zone
32 :x=220 464,53 |y=3 655 302,397**



Figure 03 : point de rejet 03 de Coordonnées UTM WGS 84 Zone 32 :x=220 991,627 | y=3 655 490,36



Figure 04 :point de rejet 04 de Coordonnées UTM WGS 84 Zone 32 :x=221218,020 | y=3655981,796



**Figure 05 : point de rejet 05 de Coordonnées UTM WGS 84 Zone
32 :x=221350,425 | y=3656064,076**



**Figure06 ; point de rejet 06 de Coordonnées UTM WGS 84 Zone
32 :x=221724,120 | y=3656288,160**



**Figure 07 :point de rejet 07 de Coordonnées UTM WGS 84 Zone
32 :x=221900,358 | y=3656401,820**



**Figure 08 : point de rejet 08 de Coordonnées UTM WGS 84 Zone
32 :x=222044,330 | y=3657047,800**



**Figure 09 : point de rejet 09 de Coordonnées UTM WGS 84 Zone
32 :x=222053,034 | y=3657075,602**



**Figure10 :point de rejet 10 de Coordonnées UTM WGS 84 Zone
32 :x=222261,309 | y=3657157,390**

Annexe 02 :

Tableau 01 :Résistance à la compression.

	7j (MPA)	28j(MPA)	90j(MPA)
B0	24,65	29,54	35,5
B1	29,03	34,3	40,3
B2	30,2	38,02	42,79
B3	32,18	39,8	43,65
B4	29,61	37,25	39,5
B5	28,61	35,4	38,65
B6	27,2	33,35	36,75

Tableau 02 :Résistance à la flexion.

	7j(MPA)	28j(MPA)	90j(MPA)
B0	3,78	4,44	4,57
B1	4,35	4,82	5,34
B2	4,5	4,91	5,82
B3	4,84	5,62	6,61
B4	4,73	5,23	5,57
B5	4,67	4,85	5,21
B6	4,25	4,66	4,91

Tableau 03 :Résistance à la traction.

	7j	28j	90j
B0	3,40	3,75	3,97
B1	3,52	3,95	4,25
B2	3,68	4,12	4,31
B3	3,90	4,24	4,45
B4	3,58	3,72	3,92
B5	3,49	3,65	3,81
B6	3,46	3,52	3,64

Tableau 04 :Résistance à la compression.

	28j (MPA)	90j(MPA)	180j(MPA)	360j(MPA)
M1	35,26	42,24	43,33	43,98
M2	37,32	43,26	45,40	46,78
M3	42,65	50,93	51,79	52,92
M4	43,35	51,06	52,52	53,08

Tableau 05 :Résistance à la flexion.

	28j (MPa)	90j(MPA)	180j(MPA)	360j(MPA)
M1	5,22	5,7	6,18	8,23
M2	5,36	5,9	6,84	8,48
M3	5,79	6,67	7,65	9,12
M4	6,32	7,33	8,15	9,51

Tableau06:les pourcentage des teneurs des constituant de composite témoin.

	Ech1 (g)	Ech2 (g)	Ech3 (g)	moy (g)
Poids Initial	5,321	5,578	4,987	5,30
Poids C.glass	0,023	0,026	0,028	0,03
Poids Mat	0,338	0,346	0,334	0,34
Poids Hoop	3,202	3,346	2,993	3,18
Poids Resine	1,758	1,86	1,632	1,75
Pourcentage C.glass	0,43%	0,47%	0,56%	0,49%
Pourcentage Mat	6,35%	6,20%	6,70%	6,42%
Pourcentage Hoop	60,18%	59,99%	60,02%	60,06%
Pourcentage Resine	33,04%	33,35%	32,73%	33,04%

Tableau 07 :Résultats d'essais de traction de PRV.

L'échantillon	Maximum force N	Contrainte à la rupture MPa	Elongation A%	Rigidité E GPa
prvt	4853	52,3	5,41	1,1343
Prv6	4633	51	5,13	1,2455
Prv12	4485	49,6	4,7	1,5994

Tableau08 : Résultats d'essai d'ovalisation pour PRV.

Echantillons	Hauteur de déchargement ID	Déflexion %	Total déflexion mm	Rigidité spécifique N/m ²	Force maximal de déflexion N
prvt	250	5	12,5	4520	845
Prv6	250	5	12,5	4541	849
Prv12	250	5	12,5	4546	850

Tableau09 : Résultats de l'essai circonférentielle pour PRV.

Echantions	Durée Conservation jour	Force ultime	Résistance à la traction circonférentielle N/mm	Contrainte circonférentielle MPA	Module de young Mpa
prvt	0	30211	973,54	268,93	148,14
prv6	180	29238	981,33	271,084	156,86
prv 12	360	30424	1001,64	278,229	186,41

Tableau 10 :Résultats d'absorption à 48 H des échantillons non-vieillis.

	Ech 1	Ech 2	Ech 3	Ech 4	Ech 5	Ech 6	moy
Poid sec (g)	4,577	4,059	4,962	4,210	4,762	4,470	4,507
Poids sature (g)	4,586	4,066	4,971	4,218	4,772	4,478	4,515
Absorption %	0,20	0,18	0,19	0,19	0,21	0,18	0,19

Tableau 11: Résultats d'absorption à 48 H des échantillons vieillis à 180 jours.

	Ech 1	Ech 2	Ech 3	Ech 4	Ech 5	Ech 6	moy
Poid sec (g)	4,740	4,473	4,922	4,215	4,644	4,061	4,509
Poids sature (g)	4,750	4,482	4,931	4,224	4,653	4,078	4,520
Absorption %	0,21	0,20	0,18	0,21	0,19	0,42	0,24

Tableau12 :Résultats d'absorption à 48 H des échantillons vieillis à 360 jours.

	Ech 1	Ech 2	Ech 3	Ech 4	Ech 5	Ech 6	moy
Poid sec (g)	4,714	5,233	5,673	5,314	5,581	4,674	5,20
Poids sature (g)	4,727	5,247	5,689	5,328	5,596	4,687	5,21
Absorption %	0,28	0,27	0,28	0,26	0,27	0,28	0,27