Le Laboratoire de Génie Civil de l'ENIT

&

L'Association Tunisienne du Béton

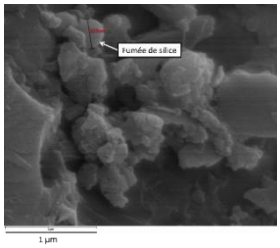
organisent:

LES JOURNEES NATIONALES DU BETON

5ème Edition JNB'21

Hôtel Le Sultan, Hammamet-Nord, du 05 au 07 novembre 2021

Actes du séminaire




Editeurs: Slim KAMMOUN
Atef DAOUD
Aïdi MARZOUKI
Karim MILED

Laboratoire de Génie civil - Ecole Nationtale d'Ingénieurs de Tunis (LGC-ENIT)
& Association Tunisienne du Béton (ASTUB)
B.P. 37, Le Belvédère 1002 Tunis-Tunisie, Tél./ Fax : 00 216 71 87 57 26
E-mail : contactastub@gmail.com
Page web: www.astub.org.tn/index.php/jnb/jnb-21

PREFACE

Le béton demeure le matériau le plus utilisé dans la construction au regard de ses multiples avantages comparé aux autres matériaux traditionnels de construction. La recherche scientifique sur le béton permet d'appréhender le comportement mécanique complexe de ce matériau à la fois à l'état frais et durci, et d'améliorer ses conditions de mise en œuvre ainsi que ses performances mécaniques et sa durabilité. Ainsi, la recherche des bétons à hautes performances ne cesse de se développer de plus en plus. Par ailleurs, des nouveaux bétons et composites cimentaires ont vu le jour ces dernières années pour répondre à des nouveaux besoins à la fois énergétiques et écologiques, à l'instar des bétons légers, des bétons renfermant des déchets ou des sous-produits industriels et des bétons à base de matériaux biosourcés.

*Dans ce contexte, le Laboratoire de Génie Civil de l'ENIT (**LGC-ENIT**) organise **la cinquième édition des Journées Nationales du Béton JNB'21**, du 05 au 07 novembre 2021 à Hammamet, en collaboration avec l'Association Tunisienne du Béton (**ASTUB**) créée en 2015 et ayant pour vocations principales la promotion du matériau béton et de ses applications en Tunisie et le renforcement de la collaboration entre l'université et le monde professionnel dans le domaine du béton. Ainsi, ces journées offrent une opportunité aux chercheurs tunisiens et franco-maghrébins d'exposer leurs travaux de recherche innovants portant sur le béton et les nouveaux composites cimentaires ; leur formulation et leur mise en œuvre ainsi que la caractérisation expérimentale et la modélisation de leur comportement et leur durabilité. Ces journées constituent aussi un cadre d'échange fructueux entre chercheurs, professionnels et experts, pour discuter des nouveautés scientifiques et technologiques et des perspectives de recherche dans le domaine du béton.*

Les éditeurs des actes des JNB'21

Comité d'organisation

Atef DAOUD (LGC-ENIS) -- Coordinateur JNB'21
Slim KAMMOUN (LGC-ENIS) -- Coordinateur JNB'21
Haithem BEN JEMAA (LGC-ENIT)
Oualid LIMAM (LGC-ENIT)
Moncef MAKNI (LGC-ISET SFAX).
Aidi MARZOUKI (LGC-ISET RADES)
Lobna MECHMECHE (LGC-ENSIT)
Karim MILED (LGC-ENIT)
Abdelhamid R'MILI (LGC-ENSIT)
Moez SELMI (LGC-ENIT)
Mohamed SAMIR (LGC-ENIT)

Comité scientifique

Sofiane AMZIANE (Université Clermont Auvergne, France)
Nizar BEL HADJ ALI (ENIG, Tunisie)
Wiem BEN HASSINE (ENIT-LGC, Tunisie)
Amor BEN FRAJ (CEREMA-France)
Mongi BEN OUEZDOU (ENIT-LGC, Tunisie)
Stéphanie BONNET (Univ. de Nantes, France)
Hélène CARRE (Univ. de Pau, France)
Taoufik CHERRADI (EMI, Maroc)
Keinde DAME (E. S. Poly. Dakar, Sénégal)
Atef DAOUD (ENIS-LGC, Tunisie)
Chafika DJELAL-DANTEC (Univ. d'Atrois, Béthune, France)
Saloua ELEUCH KHAY (ENIT-LAMOED, Tunisie)
Hisham FIHRI FASSI (Univ. Hassan Premier, Maroc)
Elhem GHORBEL (Univ. Cergy Pontoise-L2MGC, France)
Bruno GODART (Univ.Gustave Eiffel, France)
Salim GUETTALA (Univ. de Djelfa, Algérie)
Essaieb HAMDI (ENIT-LIG, Tunisie)
Abdelmajid HAMOUINE (Univ. de Béshar, Algérie)
Ahmed JELIDI (ENIT-LGC, Tunisie)
Abderrazek KALLEL (ENIT-LGC, Tunisie)
Slim KAMMOUN (ENIS-LGC, Tunisie)
Mohamed Ali KARRAY (ENIT-LGC, Tunisie)
Said KENAI (Univ. Blida, Algérie)
Robert LE ROY (Ecole des Ponts, LR-Navier, France)
Oualid LIMAM (ENIT-LGC, Tunisie)
Amara LOULIZI (ENIT- LR-MOED, Tunisie)
Mohammed MAATALLAH (Univ. Tlemsen, Algérie)
Moncef MAKNI (ISET SFAX-LGC, Tunisie)
Aidi MARZOUKI (ISET RADES-LGC, Tunisie)
Karim MILED (ENIT-LGC, Tunisie)
Jamel NEJI (ENIT- LR-MOED, Tunisie)
Othman OMIKRINE METALSSI (Univ.Gustave Eiffel, France)
Geoffrey PROMIS (Univ. Picardie Jules Verne-LTI, France)
Abdelhamid R'MILI (ENSIT-LGC, Tunisie)
Hassen SABEUR (LGC-ENIT, Tunisie).
Jacqueline SALIBA (Univ. de Bordeaux, France)
Mehdi SBARTAI (Univ. de Bordeaux, France)
Thierry SEDRAN (Univ. Gustave Eiffel, France).
Jean Michel TORRENTI (Univ. Gustave Eiffel, France).
Yannick VANHOVE (Univ. d'Atrois, Béthune, France)

SOMMAIRE

PAGES	AUTEURS	TITRES
1		**SESSION 1: Durabilité des matériaux et des ouvrages en béton** **Présidée par Pr. Hatem Zenzri (LGC-ENIT, Tunisie)**
3	**Othman Omikrine-Metalssi (Université Gustave Eiffel-France)**	**CONFERENCE PLENIERE** **Contribution à l'étude du comportement des matériaux cimentaires vis-à-vis des attaques sulfatiques (interne et externe).**
5	**Jihen Mallek (LGC-ENIT, Tunisie), A. Daoud, O. Omikrine-Metalssi, A. Loulizi**	Effets de l'incorporation des granulats de caoutchouc sur le comportement des bétons autoplaçants vis-à-vis de la diffusion des chlorures.
13	**Taheni Kallel (Esprit, Tunisie), A. Kallel, B. Samet**	Durabilité des mortiers contenant un déchet de lavage de sable.
23	**Imen Rahmouni (LGC-ENIT& Esprit, Tunisie), G. Promis, O. Douzane**	Approches analytiques prédictives du comportement multi-physique de bétons de granulats carbonatés.
31	**Leila Maghrebi (LGC-ENIT, Tunisie), H. Sabeur, K. Miled**	Etude de la résistance à la compression résiduelle du béton léger de polystyrène expansé sous hautes températures.
39		**SESSION 2: Recyclage et valorisation des déchets et des sous-produits dans le béton** **Présidée par Pr. Chafika Djelal (LGCgE-Université d'Artois, France)**
41	**Oumaya Marzouk (CEREMA, France), J. Neji**	**PRÉSENTATION DU PROJET RE-MED** Apply innovation for the development of circular economy for sustainable construction in the Mediterranean.
43	**Konstantinos Mantalovas (Università degli Studi di Palermo, Italie), F. Acuto, I. P. Dunn, L. Inzerillo and G. Di Mino**	Understanding the current state of practice in the construction and demolition waste sector through the lenses of circular economy: The Italian recycled materials market for concrete and road construction sectors.
45	**L. Libessart, Jonathan Page (LGCgE-Univ. Artois, LGCgE, France), C. Djelal, B. Biallais**	Incorporation des cendres volantes de biomasse bois dans des blocs de béton par substitution du ciment – Application industrielle.
55	**Ibtissem Khemiri, R. Shabou (ISTEUB, Tunisie), A. Ellouze**	Estimation de l'effet de l'incorporation des sous-produits bruts de l'industrie oléicole dans le béton sur l'environnement.
63		**SESSION 3: Bétons spéciaux : formulation et caractérisation** **Présidée par Pr. Amara Loulizi (LR MOED-ENIT, Tunisie)**
65	**Wafa Ben Achour (LR MOED,Tunisie), S. El Euch Khay, K. Miled, J. Neji**	Caractérisation mécanique du béton incorporant des déchets de briques concassées : Etude expérimentale et modélisation.
73	**T. Salem, M. Fois, Othman Omikrine-Metalssi (Université Gustave Eiffel, France), R. Manuel, T. Fen-Chong**	Formulation et cractérisation de mortier de ciment et de déchets industriels d'éponges synthétiques végétales.

83	**S. Ajouguim, Jonathan Page (LGCgE-Univ. Artois, LGCgE, France), C. Djelal, M. Waqif, L. Saâdi**	Effet des traitements de surface des fibres d'Alfa sur les propriétés mécaniques des composites cimentaires.
91	**Azer Maazoun (STD-Académie Militaire, Tunisie), S. Matthys, D. Lecompte, A. Siala**	Reinforced concrete hollow core slabs with externally bonded CFRP reinforcement under blast loading.
101	**Zied Ben Hammed (LGC-ENIT, Tunisie), H. Sabeur, M. Ben Ouezdou**	Formulation de béton à base de fibre végétale tunisienne (ALFA).

109 **SESSION 4: Modélisation du comportement des bétons à l'état frais et à l'état durci**
Présidée par Pr. Othman Omikrine-Metalssi (Université Gustave Eiffel, France)

60	**Marc Quiertant (Université Gustave Eiffel, France)**	**CONFERENCE PLENIERE** **Présentation des moyens expérimentaux liés à la Plateforme d'Essai des Structures de l'Université Gustave Eiffel suivie d'une revue des recherches menées par le MEDDE sur le renforcement d'ouvrages par matériaux composites.**
111	**A. El Zein, Yannick Vanhove (LGCgE-Univ. Artois, France), C. Djelal, O. Madec, P. Gotteland**	Etude du ressuage des bétons de parois moulées à l'aide d'un essai œdométrique – Application du postulat de Terzaghi.
123	**Ahmed Naija (LGC-ENIT, Tunisie), K. Miled, O. Limam**	Un modèle numérique 2D pour prédire l'effet du squelette granulaire sur la résistance à la compression du béton.
129	**Amal Bousleh (LR MOED, Tunisie), S. EL Euch Khay, T. Achour, J. Neji**	Caractérisation expérimentale et prédiction du retrait des bétons routiers à base de sables concassés riches en fillers.
137	**Rahma Zouaoui (LGC-ENIT & Esprit, Tunisie), K. Miled, O. Limam**	Modélisation micromécanique de l'effet du squelette granulaire sur les déformations instantanées et différées propres du mortier.

147 **SESSION 5: Bétons légers: formulation et caractérisation**
Présidée par Pr. Jamel Néji (LR MOED-ENIT, Tunisie)

149	**Hamza Ousji (STD-Académie Militaire, Tunisie), A. Siala, K. Miled**	Etude du comportement quasi-statique et dynamique du béton léger de polystyrène expansé.
157	**Sana Marouani (LGC-ENIT, Tunisie), R. Zakhama, K. Miled**	Caractérisation de la résistance à la compression uniaxiale et biaxiale du béton léger de polystyrène expansé.
163	**Ali Ellouze (LGC-ENIT,Tunisie), A. Masmoudi**	Formulation et caractérisation d'un béton léger auto-plaçant(BLAP).
169	**Syrine Kchaou (ISTEUB,Tunisie), Z. Kammoun, A. Trabelsi**	Caractérisation mécanique du béton allégé par des mégots de cigarettes.
177	**Manel Souidi (ISTEUB, Tunisie), Z. Kammoun, A. Trabelsi**	Caractéristiques d'un béton allégé par de la paille.

SESSION 1: Durabilité des matériaux et des ouvrages en béton

Présidée par Pr. Hatem Zenzri (LGC-ENIT, Tunisie)

Contribution à l'étude du comportement des matériaux cimentaires vis-à-vis des attaques sulfatiques (interne et externe)

O. Omikrine-Metalssi

MAST-FM2D, Univ Gustave Eiffel, IFSTTAR, F-77454 Marne-la-Vallée, France
E-mail : othman.omikrine-metalssi@univ-eiffel.fr

Résumé

Les ions sulfates, couramment présents dans les environnements contenant du sulfate (milieu marin ou eaux souterraines) ou des matériaux de construction, sont des agents chimiques critiques dans le domaine de l'ingénierie. L'origine des ions sulfate conduit à une distinction entre l'Attaque Sulfate Externe (ASE) et Interne (ASI). Cependant, les conséquences de ces deux réactions sont pratiquement les mêmes (gonflement et fissuration du béton) même si leurs mécanismes réactionnels diffèrent. Dans le cas de l'ASE, l'éttringite précipite dans le matériau, formant trois zones distinctes : une zone de surface fissurée et détériorée, suivie d'une zone d'éttringite déposée dans la pâte, et d'une zone à l'intérieur qui est chimiquement inchangée. Dans les deux premières zones dégradées, l'éttringite est censée être formée dans de grands pores sans causer une expansion, puis précipitée dans de plus petits pores conduisant à l'expansion du matériau, jusqu'à ce que tous les aluminates libres soient consommés. Ensuite, la concentration de sulfate augmente à un niveau critique qui fournit une force motrice pour la précipitation des cristaux d'éttringite dans de petits pores dans les C-S-H. Le début de l'expansion commence lorsque le matériau ne peut résister à la pression résultant de l'interaction entre l'éttringite et la matrice environnante de la pâte de ciment, à savoir la pression de cristallisation. Dans le cas de l'ASI, une température élevée supérieure à environ 65 °C peut décomposer l'éttringite primaire en monosulfoaluminate de calcium hydraté, libérant des sulfates dans la solution interstitielle. Une partie des ions sulfate et aluminate peut être adsorbée physiquement dans les C-S-H, qui sera libérée plus tard pour déclencher la cristallisation de l'éttringite à la température ambiante. Par conséquent, l'éttringite précipite d'abord dans le gel C-S-H, puis dans les fissures et les macropores. La cristallisation de l'éttringite dans le gel C-S-H est considérée comme la raison de l'expansion de la pâte comme pour le cas de l'ASE.

Dans ce travail, trois objectifs seront étudiés :

i) La conception d'un modèle ASI applicable à l'échelle de la structure. En effet, dans plusieurs ouvrages existants, de graves problèmes de fonctionnalité et d'intégrité structurelle des structures touchées sont mis en évidence. Pour les gérer, il est nécessaire de fournir des outils numériques capables de prédire leur état mécanique. Dans ce contexte, nous avons développé un module de calcul appelé « RGIB » dans le code éléments finis CESAR-LCPC permettant de réévaluer les structures affectées par la RAG ou l'ASI et prenant en compte plusieurs couplages thermo-hydro-chimico-mécaniques.

ii) L'étude des mécanismes de l'ASE. En effet, la dégradation du béton par ce phénomène impliquant à la fois des aspects chimiques et physiques restent flous et très controversés. De plus, les mécanismes physic-chimiques de l'ASE dans le cas des ciments avec additions sont encore des questions en suspens et, par conséquent, leurs influences chimiques et physiques relatives sur la résistance aux sulfates du liant sont encore à explorer. A cela s'ajoute l'effet d'une exposition des structures dès jeune âge

à l'ASE où l'hydratation est à son stade initial avec une microstructure facilement modifiable. Malheureusement, ce cas de figure reflète des cas de la plupart des structures où leur cure pourrait se faire directement dans un environnement agressif. Ce sujet manque d'études et d'investigations puisque la plupart des recherches ont été effectuées après une cure dans l'eau suffisamment longue pour éviter le couplage de ces phénomènes de gonflement avec l'hydratation des matériaux.

iii) *L'étude du couplage de l'ASE avec la diffusion des ions chlorure (cas d'une exposition à l'eau de mer) ou le couplage entre les deux attaques sulfatiques interne et externe. Les mécanismes de ces couplages ne sont pas clairs et il y a plusieurs points de divergences dans la communauté scientifique.*

Mots clés

Durabilité, attaques sulfatiques interne et externe, couplage, modélisation macroscopique, mécanismes physicochimiques.

Effets de l'incorporation des granulats de caoutchouc sur le comportement des bétons autoplaçants vis-à-vis de la diffusion des chlorures

Jihen Mallek[(1)], Atef Daoud[(2)], Othman Omikrine Metalssi[(3)], Amara Loulizi[(4)]

[(1)] Université de Tunis El Manar, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, LGC, 1002, Tunis, Tunisie;
[(2)] Université de Sfax, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Sfax, LGC, Sfax, Tunisie ;
[(3)] Université Gustave Eiffel (Ifsttar), Laboratoire FM2D, Champs sur Marne, France ;
[(4)] Université de Tunis El Manar, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, LAMOED, 1002, Tunis, Tunisie;
E-mail du premier auteur: mallek.jihen@gmail.com

Résumé
Les pneumatiques usagés représentent, un déchet polluant et préoccupant dérivant en grande partie de l'utilisation accentuée des engins et des différents moyens de transport. Une nouvelle approche a été proposée dans un but écologique et économique ; elle vise à valoriser ces déchets dans un béton auto-plaçant (BAP). Dans le système « béton armé », la forte alcalinité de la solution interstitielle contenue dans les pores permet, par les ions chlorure (Cl^-), la formation d'une couche passive d'oxyde et d'hydroxyde de fer qui protège les aciers de la corrosion. Cependant, peu de recherches ont été réalisées sur le comportement de ces types de béton vis-à-vis de leurs expositions à ce type d'environnements agressifs. Pour étudier le comportement de ces bétons vis-à-vis la diffusion des chlorures, quatre formulations de BAP dans lesquelles les granulats naturels ont été substitués par les granulas de caoutchouc (GC) à des teneurs volumiques de 5, 10 et 15 %, et ont été analysées et discutées. Les résultats obtenus montrent que la profondeur de pénétration des chlorures augmente avec l'augmentation de la teneur en caoutchouc dans le BAP. Par contre, la résistivité électrique diminue inversement proportionnelle avec la porosité et de même avec les GC. L'incorporation de 15 % de GC augmente légèrement la porosité totale d'un BAP attaqué par les ions de chlorures. L'examen microstructural par la porosimétrie par intrusion de mercure montre des résultats cohérents avec ceux de la porosité totale. En raison alors de la porosité totale élevée, le BAP caoutchouté ne peut pas être recommandé pour les structures exposées à des environnements à haute teneur en chlorure.

Mots clés
Béton auto-plaçant, granulats de caoutchouc, diffusion des chlorures.

1. Introduction

Au cours des dernières décennies, la croissance rapide de l'industrie automobile a entraîné des problèmes environnementaux et de santé majeurs liés aux pneus usés. Pour cette raison, plusieurs chercheurs en génie civil ont étudié principalement la faisabilité de l'utilisation de pneus usagés dans différentes applications de construction telles que les aires de jeux et les terrains de football synthétiques [1, 2]. En effet, la construction durable est aujourd'hui un objectif mondial dans le domaine du génie civil. Pour cette raison, l'incorporation ces déchets pneumatiques dans le béton est une bonne solution durable puisque ils économisent les ressources naturelles en granulats et protègent simultanément l'environnement.
Le béton auto-plaçant à base des granulats de caoutchouc présente alors des avantages par rapport aux bétons ordinaires. Par contre, certaines interrogations qu'ils soulèvent sur la durabilité de ce matériau quand il est attaqué par les ions chlorures.

L’attaque par les chlorures provoque la corrosion par pique des armatures, en présence d’eau et d’oxygène. Ces chlorures peuvent avoirs comme origine l’eau de gâchage et ou les granulats avec des teneurs faibles. Cependant, ces ions entraînent des dégâts néfastes lorsqu’ils sont issus du milieu extérieur.

Oikonmou et Mavridou ont constaté que la pénétration des ions chlorure diminue de 14,2% et 35,8% pour les mélanges de mortier avec des pourcentages de remplacement du caoutchouc de 2,5% et 15,0%, respectivement [3]. D'autre part, Gesoğlu et Güneyisi [4] ont effectué des tests rapides de perméabilité aux chlorures sur différents mélanges de BAP caoutchoutés avec et sans cendres volantes et ils ont constaté une augmentation de la pénétration des ions chlorure en augmentant la teneur en caoutchouc, en particulier pour les mélanges sans cendres volantes. D'autres études ont rapporté que la pénétration d'ions chlorure diminue avec la teneur en caoutchouc jusqu'à une valeur optimale après laquelle une augmentation de la teneur en caoutchouc augmente la pénétration d'ions chlorure. L'une de ces études est celle de Bravo et de Brito [5] qui ont déterminé le coefficient de diffusion du chlorure à travers un essai de migration en conditions non stationnaires pour différents mélanges de béton incorporant différentes teneurs en caoutchouc. Ils ont trouvé une diminution du coefficient de diffusion de chlorure pour le mélange avec 5% d'agrégats de pneus, par la suite (jusqu'à 15% d'agrégats de pneus, une tendance opposée a été trouvée (augmentation du coefficient de diffusion de chlorure). Thomas et al. [6] ont étudié la perméabilité aux ions chlorure du béton caoutchouté soumis à un trempage continu pendant 91 jours dans une solution de NaCl à 4%. Pour les échantillons avec remplacement des agrégats de caoutchouc jusqu'à 7,5%, la profondeur de pénétration du chlorure dans les mélanges témoins était inférieure ou similaire. De plus, le mélange avec 7,5 à 20% de caoutchouc granulé a montré une augmentation progressive de la profondeur de la perméabilité aux ions chlorure. Comme cela a été présenté dans la section de fond de cet article

Dans la littérature, il existe une contradiction concernant l'effet du caoutchouc sur la durabilité du béton. Par conséquent, cette étude porte principalement sur la formulation d'un mélange en BAP caoutchouté de structure (résistance à la compression de 28 jours supérieure à 25 MPa).

2. Etude expérimentale

2.1.Matériaux et conservations

Les principaux matériaux utilisés dans cette recherche sont:

- Un ciment Portland CEM I 42.5 provenant de la cimenterie ELNAKHIL à GABES, ses spécifications et sa classification sont conformes à la norme NT 47.01 [7].La composition de ce ciment est sa composition chimique sont présentées dans le Tableau 1.
- Un gravier concassé fourni par la carrière de la région d’ElFAYETH-Sidi Bouzid avec une taille nominale maximale de 12 mm et un sable fourni par la société Préfabrication et Traitement de Sable (PTS) avec une taille maximale de 4 mm. Les coupures de granulats naturels sont obtenues par tamisage conformément à la norme tunisienne NF EN 12948 [8].
- Un additif minéral, carbonate de calcium fin, fourni par la société SOFAP sous le nom commercial de SUPCAL10 pour limiter principalement le dosage en ciment, sachant que le volume de pâte requis dans un BAP est plus important en comparaison avec un béton ordinaire vibré
- Un superplastifiant réducteur d’eau polyvalent (SIKA VISCOCRETTE TEMPO 12) pour atteindre les propriétés de fluidité d’un BAP à l’état frais.

- Granulats de caoutchouc sont fourni par ECOPNEU et ils sont obtenus par broyage de pneus usagés non réutilisables et la dimension du grain est comprise entre 2 et 8 mm sous deux coupures 2/4 et 4/8.

Toutes les formulations seront désignées par BAPCx (Tableau 2), x est le taux de granulats naturels remplacé par le même volume absolu de granulats de caoutchouc de même classe. Le taux de substitution volumique des granulats naturels par des granulats de caoutchouc varie de 0 à 15 %.

Tableau 1 : Composition chimique et minéralogique du ciment CEM I 42.5 N

Clinker		*Composition chimique (%)*			
Constituant	*Contenu (%)*				
C_3S	*53.6*	*SiO_2*	*19.3*	*MgO*	*1.1*
C_2S	*13.8*	*Al_2O_3*	*4.6*	*Na_2O*	*0.1*
C_3A	*6.7*	*Fe_2O_3*	*3.2*	*K_2O*	*0.5*
C_4AF	*9.7*	*CaO*	*64.2*	*SO_3*	*3.2*

Tableau 2 : Composition du BAP à base de granulats de caoutchouc

	FORMULATION			
	BAPC0	*BAPC5*	*BAPC10*	*BAPC15*
MATERIAUX	*QUANTITES DE MATERIAUX (kg/m^3)*			
CEMI 42,5	*370*	*370*	*370*	*370*
GRAVIERS (8/12)	*426.9*	*426.9*	*426.9*	*426.9*
FILLER	*80*	*80*	*80*	*80*
EAU	*185*	*185*	*185*	*185*
ADJUVANT	*7.4*	*7.4*	*7.4*	*7.4*
GRAVIERS (4/8)	*426.9*	*405.6*	*384.2*	*362.9*
SABLE (0/4)	*853.8*	*811.1*	*768.4*	*725.8*
CAOUTCHOUC (0/4)	*0*	*19.2*	*38.4*	*57.6*
CAOUTCHOUC (4/8)	*0*	*9.5*	*19*	*28.5*

La campagne expérimentale repose d'abord sur la fabrication d'éprouvettes cylindriques de 5 cm de hauteur et de 10 cm de diamètre en béton auto-plaçant à base de GC (de 5, 10 et 15 %) prélevées par sciage des éprouvettes de 22 cm de hauteur et de 10 cm de diamètre.

2.2.Méthodes d'investigation

2.2.1. Diffusion des chlorures

Un test rapide de diffusion des ions chlorure a été utilisé pour évaluer la profondeur de pénétration du chlorure. L'essai a été réalisé selon la norme européenne XP P 18-462) [9]. Après 28 jours de durcissement dans l'eau, les échantillons ont d'abord été saturés sous vide en utilisant une solution 0,1 mole (0,1 M) d'hydroxyde de sodium (NaOH) (4 heures sous vide puis 68 heures dans la solution de NaOH). L'anode de la cellule d'essai est remplie d'une solution 0,1 M de NaOH, tandis que la cathode de la cellule est remplie d'un mélange de solutions 0,1 M NaOH et NaCl 1 M. Le test est effectué sur une période de 18 h tout en maintenant une tension de 20 V. Les échantillons sont ensuite coupés en deux moitiés et sont pulvérisés avec une solution 0,1 M de nitrate d'argent ($AgNO_3$) qui réagit avec le chlorure sur la surface du béton frais et forme un précipité argenté de chlorure d'argent (AgCl). Sinon, un précipité brun d'oxyde d'argent (AgO) se forme en raison de l'absence de chlorure. Ensuite, la profondeur de pénétration du chlorure est mesurée à l'aide d'un pied à coulisse de grande précision (0,01 mm) à écran digital. Le coefficient de diffusion du chlorure, Dapp (m^2 / s), est calculé à l'aide de l'Equation 1.

$$\begin{cases} D_{app} = \dfrac{R \times T \times e}{Z \times F \times \Delta E} \times \dfrac{X_d - (\alpha \times \sqrt{X_d})}{\Delta t} \\ \alpha = erf^{-1}(1 - 2 \times \dfrac{C_d}{C_s}) \times \sqrt{\dfrac{R \times T \times e}{Z \times F \times \Delta E}} \end{cases} \quad \text{(Eq.1)}$$

Avec F est la constante de Faraday (96480 J / V.mol), R est la constante du gaz (8,314 J / (mol.K)), T est la température (K), Z est la valence du chlore (1), ΔE est la tension électrique (V), Δt est le temps d'essai (s), X_d est la profondeur de pénétration du chlorure (m), e est l'épaisseur de l'échantillon (m), C_d est la concentration de chlorures libres (mol.l^{-1}) à X_d, Cs est la concentration de la solution dans la chambre amont du test de diffusion (mol.l^{-1}) et erf est la fonction d'erreur.

2.2.2. Résistivité électrique

La résistance électrique R (Ω) du béton est mesurée sur des disques par deux électrodes en contact avec les surfaces extérieures de l'échantillon et un multimètre numérique. La résistivité électrique ρ (Ω.m) est calculée à l'aide de l'Equation 2.

$$\rho \equiv \frac{R \times S}{L} \quad \text{(Eq.2)}$$

Avec L est l'épaisseur de l'éprouvette (m) et S la section transversale de l'éprouvette (m^2).

2.2.3. Porosité à l'eau

L'essai de porosité de l'eau a été réalisé selon la norme européenne NF P18-459 [10]. Dans cet essai, les éprouvettes cylindriques sont pesées dans différentes conditions: sèches, saturées et immergées dans l'eau. La saturation est effectuée pendant 4 heures sous vide puis 68 heures dans l'eau. L'état sec est obtenu en utilisant un four à une température de 40 ° C jusqu'à ce qu'une masse constante (différence de pas plus de 0,05%) soit atteinte. La porosité de l'eau est calculée à l'aide de l'Equation 3.

$$\Phi \equiv \frac{m_{sat} - m_{\sec}}{m_{sat} - m_{imm}} 100\% \quad \text{(Eq.3)}$$

Avec m_{sat} est la masse dans l'air de l'échantillon saturé, ms_{ec} est la masse de l'échantillon séché et m_{imm} est la masse immergée de l'échantillon saturé.

2.2.4. Porosité par intrusion de mercure

Cet essai est effectué pour obtenir la distribution de la taille des pores à l'intérieur de l'échantillon. Ceci est réalisé en mesurant la quantité de mercure qui est introduite dans un matériau poreux à des niveaux de pression donnés. Les échantillons sont congelés d'abord par immersion dans de l'azote liquide, séchés sous un lyophilisateur pendant trois jours, puis testés à 20 ± 2 ° C par un porosimètre par intrusion de mercure.

3. Résultats et discussions

La figure 1 présente la profondeur de pénétration du chlorure qui est indiquée par l'indicateur coloré pour différents échantillons. Les résultats des essais de pénétration des ions chlorure sont présentés dans la figure 2. Une augmentation de la profondeur de pénétration des

chlorures et du coefficient de diffusion des chlorures est aussi observée avec une augmentation de la teneur en caoutchouc. La raison de cette augmentation serait le fait que les particules de caoutchouc ont tendance à augmenter la porosité, à favoriser le manque de garnissage interne et à induire des microfissures au niveau de l'ITZ.



BAPC0 BAPC5 BAPC10 BAPC15

Fig.1 : Eprouvettes présentent la profondeur de pénétration des ions chlorure

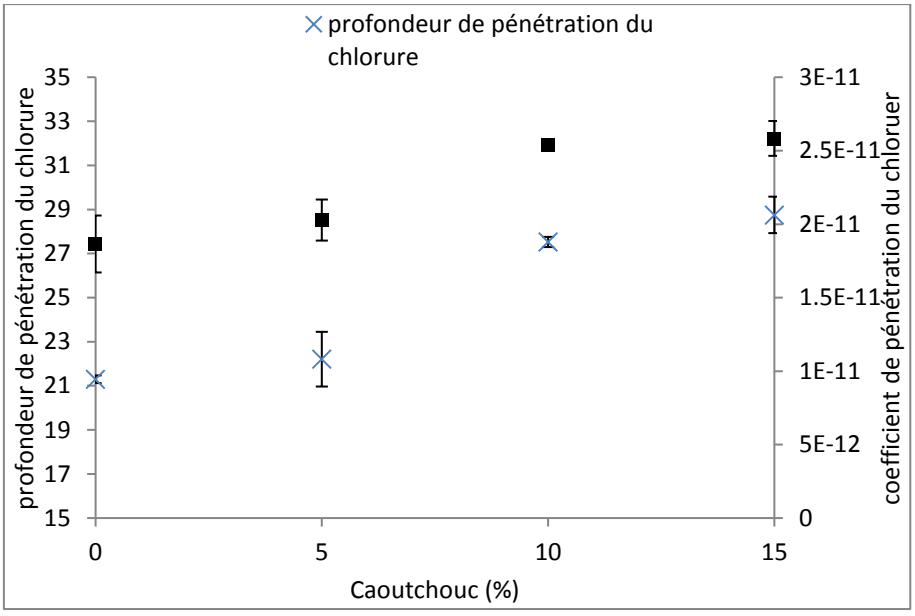


Fig.2 : Profondeur et coefficient de la pénétration des ions chlorure en fonction de la teneur en caoutchouc

La figure 3 montre que la résistivité électrique diminue avec l'augmentation de la teneur en caoutchouc. Comme expliqué précédemment, le caoutchouc augmente la porosité et facilite donc la circulation du courant. Comme le montre la figure 3, la résistivité électrique et la porosité sont inversement liées.

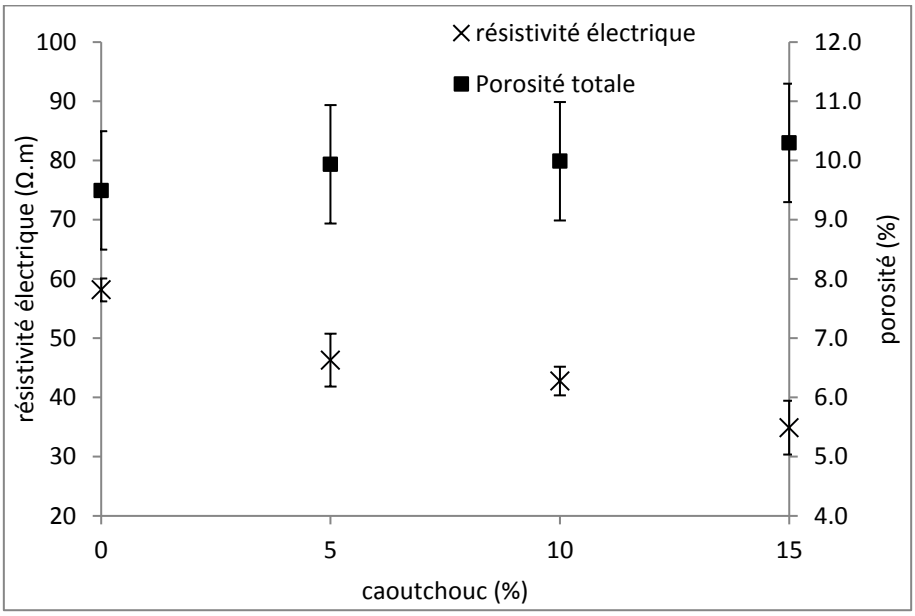


Fig.3: Résistivité électrique et porosité totale en fonction de la teneur en caoutchouc

D'après les résultats présentés sur la figure 4, la porosité totale des échantillons augmente légèrement après la pénétration du chlorure. En effet, les ions Cl^- peuvent réagir avec les ions calcium pour former des sels de Friedel. Cela permettrait la dissolution du $Ca(OH)_2$ pour avoir une quantité importante d'ions calcium et donc une augmentation de la porosité.
La dissolution de la portlandite permet une augmentation importante de la porosité. Par contre, la formation des sels de Fridel conduit à une faible diminution de la porosité. Pour cela, cette différence des résultats provoque l'augmentation de la porosité après la pénétration des ions Cl^- principalement par la dissolution de la portlandite.

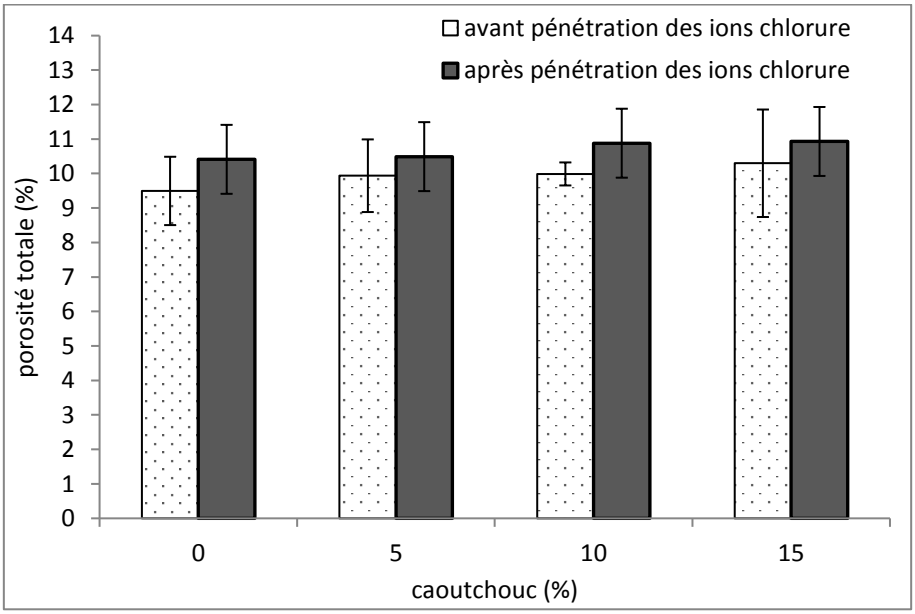


Fig.4 : Porosité totale des échantillons avant et après pénétration des ions chlorure

La figure 5 montre une augmentation de l'intrusion cumulative avec une augmentation de la teneur en caoutchouc. Ces résultats sont cohérents avec ceux de la porosité totale donnée par la porosité accessible à l'eau. Pour expliquer davantage ce qui se passe dans la microstructure, une présentation de la distribution poreuse pour différentes plages par la figure 6.
En ce qui concerne l'effet de la teneur en caoutchouc, une augmentation de la macroporosité

(entre 200 et 2000 nm) est mise en évidence par la dissolution de la portlandite, une transformation solide à liquide qui va augmenter la porosité. Ceci confirme que l'incorporation des granulats en caoutchouc dans le béton augmente la porosité existant à l'interface entre la pâte de ciment et les particules de caoutchouc en raison de la faible adhérence de ce matériau à la pâte. En effet, une diminution de la porosité capillaire est notée entre 20 et 200 nm du fait de la formation de sels de Friedel qui remplissent cette gamme de pores. De plus, un changement de la microstructure CSH qui ont adsorbé physiquement une quantité des chlorures libres provoque une augmentation de la porosité des pores allant de 4,6 nm à 20 nm ce qui est clairement mis en évidence sur la figure 6. Enfin, on peut voir que les différentes gammes de pores ont des valeurs de porosité pratiquement similaires avant et après diffusion de chlorure. Ce résultat indique que la diffusion du chlorure a un petit effet sur les changements de microstructure en présence de caoutchouc.

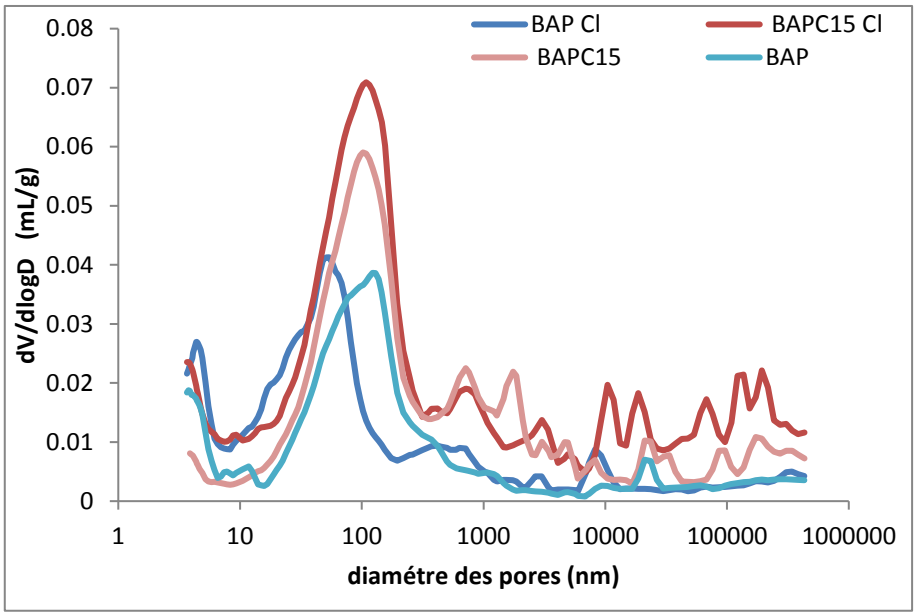


Fig.5 : Distribution des pores des BAPC avant et après pénétration des ions chlorure

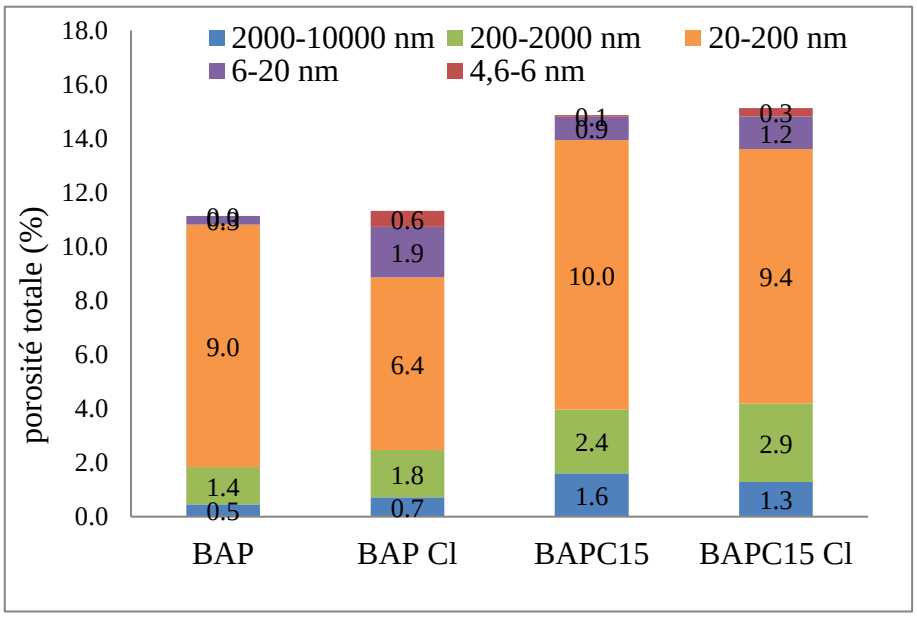


Fig.6 : Pourcentages de la porosité en fonction de la distribution des pores

4. Conclusion

L'utilisation du SCRC pour la construction d'éléments structurels constitue un moyen attrayant de recycler les pneus. Cet article a présenté les résultats d'une étude expérimentale visant à examiner la durabilité du SCRC avant et après l'exposition à la pénétration de chlorure.

Les résultats des tests et les discussions présentés dans cet article permettent de tirer que la profondeur de pénétration des chlorures augmente considérablement avec la teneur en caoutchouc. En raison de la porosité totale élevée causée par l'incorporation de caoutchouc, le BAPC ne peut pas être recommandé pour les structures exposées à des environnements à haute teneur en chlorure comme dans le cas des structures marines

Références bibliographiques

[1] R. Borja, E. Sanchez, A. Martin, A. Jiménez , Kinetic behaviour of waste tyre rubber as microorganism support in an anaerobic digester treating cane molasses distillery slops. Bioprocess and Biosystems Engineering. 16 (1996)17-23. doi:https://doi.org/10.1007/s004490050282

[2]I.B. Topçu, N. Avcular, Collision behaviours of rubberized concrete. Cement and Concrete Research. 27 (1997)1893-1898. doi:https://doi.org/10.1016/S0008-8846(97)00204-4

[3] N. Oikonomou, S. Mavridou, Improvement of chloride ion penetration resistance in cement mortars modified with rubber from worn automobile tires, Cem. Concr. Compos. (2009) 403–407. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2009.04.004.

[4] M. Gesoglu, E. Guneyisi, Permeability properties of self-compacting rubberized concretes, Constr Build Mater. 25 (2011) 3319-3326. doi: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.03.021.

[5] M. Bravo, J. de Brito, Concrete made with used tyre aggregate: durabilityrelated performance, J. Clean. Prod. 25 (2012) 42–50, doi:https://doi.org/10.1016/ j.jclepro.2011.11.066.

[6] B.S. Thomas, R.C. Gupta, P. Mehra, S. Kumar, Performance of high strength rubberized concrete in aggressive environment, Constr. Build. Mater. 83 (2015) 320–326, https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.03.012.

[7]NT 47.01, INORPI., 1996, Ciment : Composition, Spécification et Critères de Conformité.

[8]NF EN 12948, 2010, Amendements minéraux basiques- Détermination de la distribution granulométriques par tamisage par voie sèche et par voie humide.

[9] AFNOR, XP P 18-462. Essai sur béton durci- Essai accéléré de migration des ions chlorure en régime non-stationnaire- détermination du coefficient de diffusion apparent des ions 2012.

[10] AFNOR, P18-459. Essai sur béton durci- Essai de porosité et de masse; 2010.

Durabilité des mortiers contenant un déchet de lavage de sable calcine

Taheni Kallel[(1,2)], Abderrazek Kallel[3], Basma Samet[2]

[(1)] ESPRIT, School of engineering, Tunis, Tunisie

[(2)] Université de Sfax, Ecole Nationale d'Ingénieurs Sfax, BP W 3038 Sfax, Tunisie

[(3)] Université de Tunis, Ecole Nationale d'Ingénieurs Tunis, BP.37, 1008, Tunis, Tunisie

E-mail du premier auteur : taheni.kallel@esprit.tn

Résumé

L'environnement souffre des rejets surabondants tels que les gaz toxiques, les eaux usées et les déchets industriels solides. La protection de la nature contre ces émissions nocives fait l'objet de différentes recherches dans divers domaines.
Les déchets industriels résultant du lavage du sable de construction sont très abondants et provoquent un problème de stockage dans la nature. Renfermant des minéraux aluminosilicates dans leur composition minéralogique, ces déchets peuvent être introduits dans la matrice cimentaire comme étant un matériau de substitution partielle du ciment Portland dont la fabrication est responsable d'un fort dégagement de gaz à effet de serre.
La résistance en compression des mortiers est fortement améliorée en présence de 10% de déchet calciné (PMW10). Les mortiers renfermant 30% de déchet calciné dans leur composition (PMW30) présentent une résistance similaire à celle des mortiers de ciment pur (CMW).
La durabilité des mortiers est étudiée en milieu chlorure (HCl, 5%) et sulfate (Na_2SO_4, 16g/l). La résistance des mortiers renfermant du déchet calciné est comparée avec celle des mortiers témoins. Une chute de résistance est observée pour tous les échantillons placés dans les solutions agressives par rapport aux échantillons témoins placés dans l'eau. De plus, la résistance de la composition optimale reste toujours plus élevée même dans les milieux agressifs.

Mots clés
Mortier, déchets de lavage de sable, pouzzolane, durabilité, sulfate, chlorure

1. Introduction

L'introduction des matériaux pouzzolaniques dans la matrice cimentaire est fréquemment adaptée comme solution environnementale ces dernières années. En effet, les pouzzolanes sont connues par leur réduction significative des émissions de CO_2 et en leur coût unitaire de production de béton. Les bétons correspondants sont caractérisés par une faible perméabilité, et donc une bonne durabilité [1]. Le Métakaolin, l'un des matériaux pouzzolaniques les plus connus, améliore à la fois la résistance et la durabilité des mortiers et bétons par sa réaction avec l'hydroxyde de calcium (CH) pour produire du silicate de calcium hydraté (C-S-H) dans la structure des pores [2].

Au cours de sa durée de vie, la structure en béton peut être exposée à des milieux de différente agressivité. Les milieux sulfates et acides peuvent affecter la résistance et la durabilité des matrices cimentaires. Les ions sulfates réagissent avec le CH pour former du gypse qui

produit de l'ettringite plus volumineuse que les réactifs initiaux [2]. Ce milieu peut également attaquer le C-S-H par lixiviation des composés calciques [3]. De la Thaumasite peut également être produite en présence des ions carbonates [4].

Pour l'acide chlorhydrique, l'attaque a lieu immédiatement lorsque les échantillons sont immergés dans la solution. La réaction avec le CH produit un sel de calcium soluble dans l'eau, ce qui entraîne une forte perte de masse. Le silicate de calcium hydraté est également affecté par cet acide et provoque sa décalcification. Cette attaque dépend de la nature de l'acide et de sa concentration [6].

Dans ce cadre, un déchet de lavage de sable de la région de Sfax Tunisie contenant des minéraux naturels, est étudié comme matériau pouzzolanique après traitement thermique bien approprié pour remplacer partiellement le ciment Portland.Dans la présente étude, la résistance et la durabilité des mortiers contenant du déchet de lavage de sable calciné sont étudiés dans un milieu chlorure (HCl, 5%) et un milieu sulfate (Na_2SO_4, 16g/l).

2. Identifications des matériaux constitutifs

Les matériaux utilisés dans cette étude sont les suivants :

- Un ciment Portland ordinaire CEM I 42.5.
- Un déchet généré par le lavage du sable. Ce déchet est calciné à 650° C pendant 3 h dans un lit statique, puis trempé par l'air à température ambiante [7].

Il convient de noter que lors du lavage du sable, un floculant est utilisé pour faire floculer les particules d'argile, et donc pour faciliter l'opération de lavage du sable.

- Un sable standard conforme aux normes européennes EN-196-1 (EN 196-1, 1995) pour la préparation des différents mortiers.

Les compositions chimiques du ciment et du déchet sont données au tableau1

Tableau 1: Compositions chimiques des matériaux utilisés

Oxide	CaO	Al_2O_3	SiO_2	Fe_2O_3	K_2O	MgO	SO_3
Ciment	65.31	4.73	21.1	2.86	0.5	-	2.34
Déchet	12.45	13.49	45.93	5.31	1.46	2.11	1.11

3. Etude de la formulation des mortiers

L'étude est menue sur des barres de mortier de 40*40*160 mm contenant du déchet de lavage de sable calciné. La préparation des différents mélanges est réalisée conformément aux normes européennes EN 196-1. Après démoulage, les échantillons récupérés entrent dans la phase de cure humide pour 28 jours [8,9] avant d'être placés dans les différentes solutions agressives qui ont été renouvelées toutes les deux semaines [10]. Entre-temps, une autre série de compositions similaires est restée stockée dans l'eau comme référence pour faire une étude comparative.

Des tests de résistance sont effectués à 14, 28, et 90 jours. La variation de la masse des éprouvettes pour chaque échéance est également étudiée [9,10]. Pour les mortiers conservés dans la solution sulfate l'expansion de longueur est également étudiée [10].
Les mortiers utilisés sont désignés comme le montre le tableau 2.

Tableau 2 : Désignation des différents mortiers

Milieu	Mortier de ciment **CM**	Mortiers pouzzolaniques **PM**	
		10%	30%
Eau (water)	CMW	PMW10	PMW30
HCl	CMH	PMH10	PMH30
Na_2SO_4	CMS	PMS10	PMS30

3. Durabilité dans la solution chlorure

Les ions acides attaquent la matrice cimentaire. Cette attaque se traduit par une perte en masse qui croit avec la période d'immersion (fig.1) qui atteint au bout de 3 mois 12%, 8% et 4% enregistrées respectivement pour les CMH, PMH30 et PMH10. Une perte de résistance à la compression est encore observées (fig. 2).

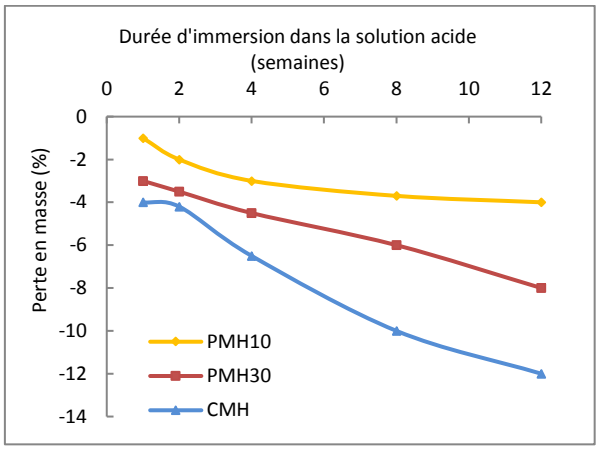


Fig. 1 : Perte en masse dans la solution HCl(5%)

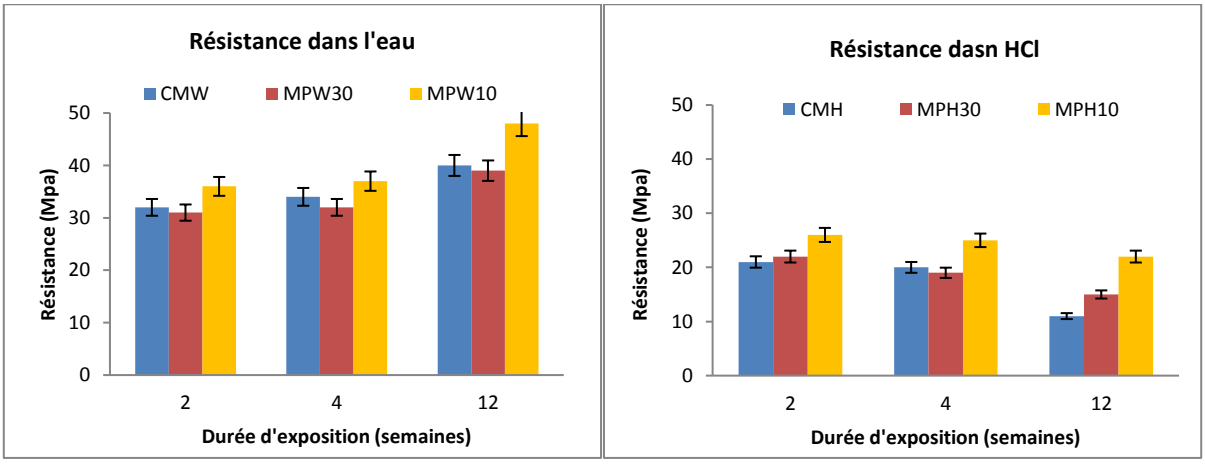


Fig 2. Résistance dans l'acide chlorhydrique

Contrairement aux échantillons immergés dans l'eau qui subissent en fonction du temps une augmentation de la résistance, une chute de résistance est observée pour les échantillons de mortiers immergés dans l'acide chlorhydrique aussi bien pour le ciment à pouzzolane que pour le ciment pur, et ce depuis le premier jour de conservation dans la solution. En effet, après un jour de conservation, la résistance passe directement de 29,2 à 22,74 MPa de 35,0 à 29,0 MPa et de 30,0 à 22,0 MPa respectivement pour CMH, PMH10 et PMH30. De plus la résistance des PMH10, reste toujours plus importante que celles des CMH tout au long de la période d'essai.

Devant l'agressivité de l'acide chlorhydrique, le mortier de ciment fortement basique, se trouve en déséquilibre thermodynamique. Une destruction de la structure se produit. En effet, la portlandite réagit avec les ions H^+ et produit un sel de chlorure de calcium **(Eq. 1)**

La calcite, présente dans le mortier renfermant du déchet calciné, réagit à son tour avec l'acide chlorhydrique pour donner le chlorure de calcium soluble dans l'eau (**Eq.2)** [11]. En une seconde étape, l'ettringite commence à se dissoudre. Plus tard, les silicates de calcium hydratés subissent une décalcification [12]. Le rapport Ca/Si diminue tout en laissant un résidu de gel de silice (**Eq.3**) n'ayant pas de résistance [12,13]. Les équations de réaction mises en jeu sont les suivantes:

$$Ca(OH)_2 + 2HCl \rightarrow CaCl_2 + 2H_2O \quad \textbf{(Eq.1)}$$

$$CaCO_3 + 2HCl \rightarrow CaCl_2 + H_2O + CO_2 \quad \textbf{(Eq.2)}$$

$$xCaO.ySiO_2.nH_2O + 2xHCl \rightarrow xCa^{2+} + 2xCl^- + ySi(OH)_4 + (x+n-2y)H_2O \quad \textbf{(Eq.3)}$$

Contenant plus de portlandite dans sa structure interne, le ciment pur est le premier à subir une perte en masse accompagnée par une baisse de résistance des mortiers correspondants. De ce fait, l'apport de la pouzzolane utilisée se manifeste, d'une part par la diminution de la teneur en portlandite suite à la diminution de la quantité de ciment dans la matrice et par la fixation de l'hydroxyde de calcium libéré d'autre part. De plus, la formation des C-S-H par la réaction pouzzolanique contribue à la diminution de la porosité, ce qui freine la pénétration des agents agressifs d'où la réduction de la perte en masse de l'ensemble et l'amélioration de la résistance chimique par rapport aux mortiers de ciment pur [8].

Le PMH10 présente la meilleure résistance chimique avec une perte en masse totale de 4%, valeur plus faible que celle du PMH30 et beaucoup plus faible que celle du CMH. Cette situation est en accord avec les études menées par Zivika et Ghrici qui ont démontré l'effet positif de la pouzzolane lorsqu'elle est ajoutée à faible teneur [10,14].

D'un autre côté, les mortiers pouzzolaniques contiennent du CaO provenant de la décarbonatation de la calcite contenue dans le déchet. Cette chaux réagit avec l'acide chlorhydrique (**Eq.4).** Etant riche en déchet et par conséquent en CaO, il est évident que le mortier PMH30 présente les résistances les plus faibles.

$$CaO + HCl \rightarrow CaCl_2 + H_2O \qquad \textbf{(Eq.4)}$$

4. Durabilité dans la solution sulfate

Sur les figures 3 et 4 sont présentés respectivement les résultats d'expansion de longueur et de variation massique des mortiers placés dans la solution sulfate pour une période de 28 jours.

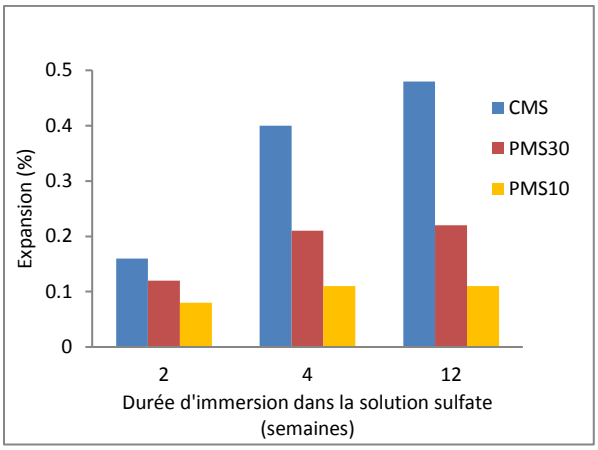


Fig. 3 : Expansion de la longueur

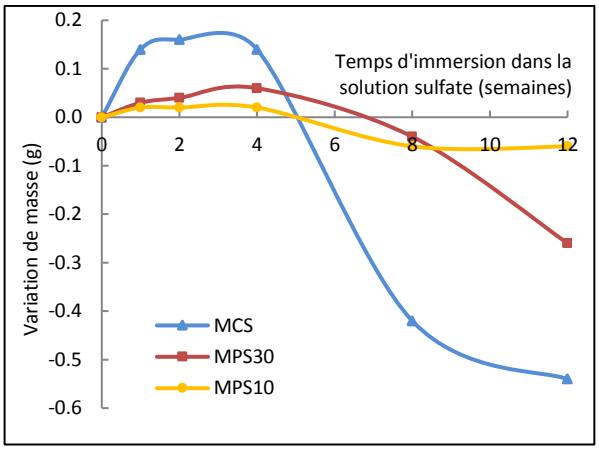


Fig. 4 : Variation de la masse

En fonction de la durée d'immersion, une expansion de longueur est observée [15] et qui se traduit par l'apparition de phases minéralogiques expansives (**Eq.5 et Eq.6**). Elle est plus importante pour les CMS que pour les PMS en raison de la teneur plus importante en monosulfates et portlandite capables de réagir avec les ions sulfates du milieu. Elle est également d'autant plus élevée que la teneur en pouzzolane dans la matrice cimentaire est élevée.

Parallèlement, un gain en masse est observé au cours du premier mois de conservation dans la solution sulfate (figure3) aussi bien pour le CMS (0.16%) que les PMS30 (0.06%) et les PMS10 (0.02%). A partir de la sixième semaine, on a enregistré une perte en masse plus importante pour le CMS que pour les PMS. Le gain et la perte en masse enregistrés pour le mortier PMS10 sont plus faibles que ceux des mortiers PMS30.

Ces résultats se traduisent par une diminution de résistance plus importante pour les PMS30 que pour les CMS. Après trois mois, la résistance aux attaques sulfatiques des PMS10 est de l'ordre de 34,5MPa, celle des CMS est de 31MPa (figure 5).

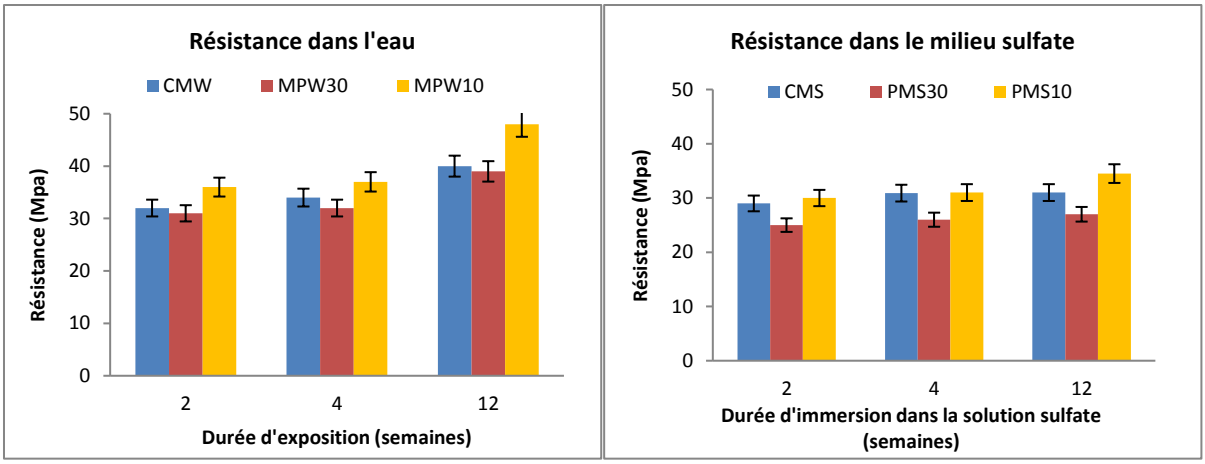


Fig.5 : Résistance en milieu sulfate

Contrairement aux essais de perte en masse et d'expansion, le mortier PMS30 résiste moins bien à la compression que le mortier de référence CMS en présence de la solution sulfate. En effet, après une année de conservation dans la solution sulfate, la résistance chute de 17% pour CMS et de 30% pour PMS30.

La diminution de résistance face aux ions sulfates est liée à la production des hydrates sulfatés gonflants (gypse et ettringite) qui conduisent à la création de microfissures responsables de la destruction du matériau [16,17]. En effet, dans un milieu sulfaté, les matrices cimentaires subissent une expansion. Ce phénomène est dû à la précipitation de produits volumineux à savoir le gypse et l'ettringite [18] qui se fait en deux étapes **(Eq.5** et **Eq.6) :**

- formation du gypse par réaction entre la portlandite issue de l'hydratation du ciment Portland et les ions sulfates en solution **Eq.5**
- Le gypse formé réagit avec les monosulfates et de l'ettringite secondaire commence à précipiter selon le schéma de l'équation **Eq.6.** La formation de l'ettringite (sous forme de gel) génère une forte pression dans les pores du béton [19].

$$\mathbf{Ca(OH)_2 + Na_2SO_4 + 2H_2O \rightarrow \underset{\text{Gypse}}{CaSO_4.2H_2O} + 2NaOH} \qquad \textbf{(Eq.5)}$$

$$\mathbf{C_4A\bar{S}H_{12} + 2CH + 2\bar{S} + 18H \rightarrow C_6A\bar{S}_3H_{32}} \qquad \textbf{(Eq.6)}$$

Monosulfate + gypse → Ettringite secondaire expansive

Ces produits expansifs sont capables de détruire la structure interne de la matrice cimentaire d'une manière plus ou moins importante selon sa propre composition. Ils sont par conséquent responsables des chutes de résistances et gains massiques observés. En effet, les mortiers pouzzolaniques présentent des teneurs plus faibles en portlandite par réduction de la teneur en ciment, d'où les gains massiques réduits par rapport aux matrices de ciment pur**.** En plus, ces

mortiers renferment moins de monosulfates dans leur composition, d'où la plus faible expansion [20].

D'un autre côté, les C-S-H secondaires produits au moment de la phase de cure (28 jours) par la réaction pouzzolanique, sont moins denses que les C-S-H primaires produits lors des réactions d'hydratation du ciment. Ils se déposent dans les pores, densifient la pâte de ciment et renforcent l'interface pâte de ciment –agrégats par la formation d'une enveloppe sur les aluminates et d'autres phases réactives, ce fait gêne la formation de l'ettringite [16]. Ces effets réduisent le taux de diffusion des ions sulfates [10] et améliorent par conséquent la résistance des mortiers correspondants.

De plus, l'effet filler développé par les particules de pouzzolane en raison de leur faible taille en comparaison avec les particules de ciment, densifient les pores et améliorent la résistance aux sulfates [21].

Les mortiers PMS30 présentent une fraction plus faible en portlandite et monosulfate par rapport aux PMS10 qui présentent les meilleures résistances. Mais les plus faibles résultats observés, en termes de résistance mécanique, sont liés à l'enrichissement de la structure en ions Na^+ résidu de la décomposition du floculant de lavage de sable au moment du traitement thermique.

La perte en masse observée à partir de la 6ème semaine de conservation dans la solution sulfate (figure 4) est due à la perte des liaisons structurales en présence de sulfate telle que la décalcification du C-S-H, à la fissuration et l'écaillage des couches les plus externes [22] et à la formation de la thaumasite (**$CaCO_3$. $CaSO_4$.$CaSiO_3$.15H_2O**) [23]. Cette dernière est le produit de réaction des silicates de calcium hydraté en présence de l'eau avec le sulfate de calcium et le carbonate de calcium [24] **(Eq.6)**

$$\underset{\text{C-S-H}}{CaSO_4.2H_2O+CaCO_3+CaSiO_3.nH_2O+12H_2O} \rightarrow \underset{\text{Thaumasite}}{CaSiO_3.CaSO_4.CaCO_3.15H_2O} \quad \textbf{(Eq.6)}$$

5. Conclusion

La durabilité des mortiers contenant des déchets de lavage de sable calciné est étudiée dans des solutions de HCl et de Na_2SO_4. Les principaux résultats retenus sont les suivants :

- La durabilité devant l'acide chlorhydrique HCl peut être améliorée en présence de déchets calcinés. Les mortiers PMH10 présentent la meilleure résistance et la plus faible perte en masse.
- Dans la solution de sulfate, la réaction entre les ions SO_4^{2-} et CH produit des produits expansifs (gypse et ettringite), qui détériorent la structure cimentaires en générant des microfissures internes.

- Les PMS10 présentent d'excellentes propriétés face à l'attaque des sulfates pour deux raisons. La première se rapporte au fait que la réaction pouzzolanique qui réduit la quantité de CH, qui est la principale cause de la formation de gypse. Quant à la seconde, elle concerne le fait que la substitution du ciment par des matériaux pouzzolaniques réduit la quantité de monosulfate, qui réagit avec le gypse pour produire de l'ettringite expansive, provoquant ainsi la fissuration des mortiers.

Références bibliographiques

[1] Merida A, Kharchi F, Pozzolan concrete durability on sulphate attack, Procedia Engineering 2015, 114: 832 – 837

[2] Hooton R.D., Influence of silica fume replacement of cement on physical properties and resistance to sulfate attack, freezing and thawing, and alkalisilica reactivity, ACI Mater. J. 90(2)(1993) 143–151.

[3] Mehta P.K., Mechanics of sulfate attack on Portland cement concrete-another look, Cem. Concr. Res. 13 (3) (1983) 401–406.

[4] Skaropoulou A., Kakali G, Tsivilis S., Thaumasite form of sulfate attack in limestone cement concrete: the effect of cement composition, sand type and exposure temperature, Constr. Build. Mater. 36 (2012) 527–533.

[6] Song Z., Jiang L., Liu J., Influence of cation type on diffusion behavior of chloride ions in concrete, Constr. Build. Mater. 99 (2015) 150–158.

[7] Kallel T., Samet B., S'Hbou R., Kallel A. Optimization of sand washing waste as pozzolanic material, IJRRAS 23 (1) (2015) p15–p27.

[8] Benkaddour M., Kazi Aoual F., Semcha A., Durabilité Des Mortiers À Base De Pouzzolane Naturelle Et De Pouzzolane Artificielle, 2009.

[9] Courard L., Darimont A., Schouterden M., Ferauche F., Willem X., Degeimbre R., Durability of mortars modified with métakaolin, Cem. Concr. Res. (2003) 331473–331479.

[10] Ghrici M., Kenai,S. Said-Mansour M., Mechanical properties and durability of mortar and concrete containing natural pozzolana and limestone blended cements, Cem. Concr. Comp.29(2007) 542–549.

[11] Rocco C.G, Elicesb M. Effect of aggregate shape on the mechanical properties of a simple concrete. Eng Fract Mech 2009;76(2):286–98.

[12] Moranville,M. Kamali S., Guillon E., Physicochemical equilibria of cement based material in aggressive environments-experiment and modelling, Cem. Concr. Res. 34 (9) (2004) 1569–1578.

[13] Beddoe R.E, Dorner H.W. Modelling acid attack on concrete: Part I.The essential mechanisms. Cement & Concrete Research 2005, 35:2333-2339

[14] Zivika V, Bajz A. Acidic attack of cement-based materials-a review Part 2. Factors of rate of acidic attack and protective measures. Construction & Building Materials 2002, 16(4):215–22.

[15] Nabil M. Al-Akhras, Durability of metakaolin concrete to sulfate attack, Cement & Concrete Research 2006, 36:1727–1734

[16] Chihaoui R., Khelafi H., Mouli M., Senhadji Y., Effets de la pouzzolane naturelle sur la durabilité des mortiers exposés aux attaques sulfatiques, in: 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran, 2009.

[17] Benabed B, Azzouz L, Kadri E.H, Belaidi A.S.E, Soualhi H, Propriétés physico-mécaniques et durabilité des mortiers à base du sable de dunes, XXXe Rencontres AUGC-IBPSA Chambéry, 2012

[18] Tian B, Cohen M.D. Does gypsum formation during sulfate attack on concrete lead to expansion? Cement &Concrete Research 2000, 30(1):117–23.

[19] Rozière E, Grondin F, Loukili A, Wenger E, Etude expérimentale et modélisation des attaques de sulfate dans les matériaux cimentaires. 18ème Congrès Français de Mécanique, 2008

[20] Pipilikaki P, Katsioti M. Study of the hydration process of quaternary blended cements and durability of the produced mortars and concretes, Construction and Building Materials 2009, 23: 2246–2250

[21] Wee T.H, Suryavanshi A.K., Wong S.F., Anisur Rahman A.K.M., Sulfate resistance of concrete containing mineral admixtures, ACI Materials Journal 2000, 97 (5):536–549.

[22] Al Dulaijan S.U, Maslehuddin M.M, Al-Zahrani M.M, Sharif A.M, Shameem M, Ibrahim M. Sulfate resistance of plain and blended cements exposed to varying concentrations of sodium sulfate. Cement & Concrete Composites 2003, 25(4–5):429–37.

[23] Abdalkader A.H.M, Lynsdale C.J, Gripps J.C. The effect of chloride on cement mortar subjected to sulfate exposure at low temperature. Construction & Building Materials 2015, 78: 102-111

[24] Huseyin T, Fatih K. Investigation of durability of CEM II B-M mortars and concrete with limestone powder, calcite powder and fly ash, Construction & Building Materials 2014, 68: 517–524

Approches analytiques prédictives du comportement multi-physique de bétons de granulats carbonates

Imen RAHMOUNI[1, 2], Geoffrey PROMIS [3], Omar DOUZANE [3]

[1] Laboratoire de Génie Civil (LGC, ENIT), Université de Tunis El-Manar, ENIT-BP 37, 1002 Tunis le Belvédère, Tunisie. Tél. : +21671875726, Fax : +21671875726
[2] Ecole Supérieure Privée d'Ingénierie et de Technologies (Esprit-Tunisie), Département Génie Civil, 1, 2 rue André Ampère - 2083 - Pôle Technologique - El Ghazala,Tunisie Tél. : +21670250000
[3] Laboratoire des Technologies Innovantes (LTI), Université de Picardie Jules Verne, Avenue des Facultés - Le Bailly, 80025 Amiens Cedex, France.
Tél. : +33 (0)322534016, Fax : +33(0)322951751
E-mail : imenrahmouniimen@hotmail.fr

Résumé

Des approches prédictives du comportement multi-physique (mécanique, thermique et hygrique) des bétons éco-responsables, à base de granulats carbonatés issus d'un procédé de carbonatation accélérée, développé par l'Université de Greenwich (Kent, Royaume Uni), sont présentées. Ces éco-granulats à bilan carbone négatif, obtenus par combinaison de sous-produits industriels ou de déchets d'incinérateurs avec du dioxyde de carbone (CO_2), ont des caractéristiques particulières leur conférant un intérêt certain dans le domaine du génie civil, et plus particulièrement dans les matériaux de construction. Le procédé de carbonatation accélérée a démontré son efficacité quant à l'inertage des résidus d'incinération, actuellement dirigés vers les centres d'enfouissement (déchets dangereux). Leur valorisation permettrait, au-delà de limiter les quantités de matériaux enfouis et de leurs répercussions sur l'éco-système, de ré-utiliser le dioxyde de carbone présent dans les fumées d'incinération pour favoriser la réaction de carbonatation, fortement consommatrice de CO_2, à l'origine de la production de ces granulats.

L'objectif de ce travail de recherche est de proposer des approches analytiques empiriques et analytiques afin de prédire les principales caractéristiques multi-physiques de ces bétons à faibles impacts environnementaux, au regard du taux de substitution des granulats minéraux par lesdits granulats carbonatés. Ces approches s'appuient sur une vaste campagne expérimentale visant à identifier les principales performances mécaniques, thermiques et hygriques des bétons, à l'état durci. Les approches prédictives proposées se basent sur une caractérisation physique usuelle (granulométrie, masses volumiques, porosités…) des granulats et sur la composition du mélange, notamment le taux de substitution des granulats minéraux. Ces modèles sont validés par confrontation des résultats avec les observations expérimentales.

Ces approches prédictives prouvent qu'il est envisageable d'exploiter la technologie de carbonatation accélérée afin de répondre aux exigences environnementales de plus en plus sévères tout en apportant des solutions viables et applicables rapidement pour le domaine de la construction de demain. La composition chimique des co-produits de l'incinération et le taux de substitution gouvernent les performances des bétons de manière à répondre à un cahier des charges précis. Par ailleurs, ces résultats peuvent être utilisés dans les modèles numériques pour analyser les performances de l'intégralité d'un bâtiment.

Mots-clés : *Coproduits d'incinérateurs, bilan carbone négatif, carbonatation accélérée, bétons éco-responsables*

1. Introduction

Afin de répondre, d'une part, au besoin vital de la construction, et d'autre part, au besoin universel de conserver les ressources et de protéger l'environnement contre la pollution et le dégagement du CO_2, il est indispensable de développer des matériaux de substitution aux granulats naturels qui sont en cours d'épuisement en valorisant les déchets et les sous-produits de l'industrie [1-3], qui, combinés au CO_2,

peuvent être transformés en granulats. Afin de développer la filière de valorisation des matériaux de construction à base de déchets au sein du secteur du Bâtiment et des Travaux Publics, il a été nécessaire de mener une méthodologie de caractérisation des propriétés des matériaux carbonatés étudiés. Ces nouveaux matériaux de construction doivent présenter des performances suffisantes pour répondre aux contraintes technologiques de la construction tout en limitant l'impact de nos besoins sur l'environnement. A l'aune de ce constat, et afin d'encourager les concepteurs et les ingénieurs à utiliser des granulats carbonatés, des modèles ont été proposés pour prédire les principales performances mécaniques, thermiques et hygriques des bétons. Nous présenterons dans une première partie le processus industriel de fabrication des éco-granulats, puis, dans une deuxième partie, l'analyse des caractéristiques des granulats carbonatés ainsi que celles des bétons à base de ces granulats. Ces résultats sont ensuite utilisés pour mettre en place des approches et des modèles prédictifs, basés sur les propriétés des matériaux et sur la composition du mélange.

2. Production des granulats

Les granulats ici produits sont issus d'un procédé de carbonatation accélérée, breveté par Carbon8 System, une entité de l'Université de Greenwich (Kent, Royaume Uni) [4,5].
Le dioxyde de carbone se transforme en acide carbonique :

$$CO_2 + H_2O \rightarrow H_2CO_3 \qquad (1)$$

Par la suite, l'acide carbonique réagi avec la chaux de manière à former de la pierre calcaire :

$$CaO + H_2CO_3 \rightarrow CaCO3 + H_2O \qquad (2)$$

Dans le cas de la carbonatation de matrice de type cimentaire, les silicates de calcium C_3S et C_2S vont interagir avec le dioxyde de carbone et l'eau en raison de leur caractère hydraulique. La réaction va produire des carbonates de calcium $CaCO_3$ qui cristallisent en calcite, polymorphe stable en conditions normales et des silicates de calcium hydraté CSH, composés non cristallins.

$$C_3S + yH_2O + (3\text{-}x)\ CO_2 \rightarrow C_xSH_y + (3\text{-}x)\ CaCO_3 \qquad (3)$$

$$+ zCO_2 \rightarrow C(x\text{-}z)\ SH_y + z\ CaCO_3$$

Un granulat nommé C8 a été produit à partir des résidus d'épuration des fumées d'incinérations des ordures ménagères (REFIOM) et de ciment utilisé comme liant (*Fig1.a*). Le second déchet retenu pour produire des granulats provient des cendres de papier.
Ces granulats nommés PA ont été produits sans ajout de liant mais avec ajout de fines de carrière (*Fig1.b*), riches en oxyde de calcium CaO. Un dernier déchet provient d'un centre de biomasse français (*Fig1.c*). Les granulats sont nommés Bak [6].



Fig1. Granulats de REFIOM notés C8 (a), de cendres de papier notés PA (b), de cendres de biomasse notés BAk (c).

3. Identification expérimentale

Le tableau ci-dessous présente un récapitulatif de la large campagne expérimentale réalisée sur les granulats carbonatés. Les résultats sont détaillés dans [6].

Tableau 1. Caractéristiques des granulats carbonatés.

		C8 AGG	PA	BAk
Granulométrie	d (mm)	2.5	2.5	2.5
	D (mm)	16	16	16
	Cu	0.53	0.54	0.5
	Cc	0.95	0.97	0.98
Masses volumiques (kg/m^3)	Apparente ρ_{app}	1096	879	1086
	Réelle ρ_{rd}	1816	1441	1840
Porosités	Totale	0.59	0.68	0.55
	inter-particulaire	0.42	0.51	0.43
	intra-particulaire	0.18	0.17	0.11
Absorption d'eau (%)	W_{A24}	16	28	15
Conductivités thermiques (W/m.K)	λexp	0.2	0.15	0.2
	λagg	0.54	0.53	0.62
	λs	0.9	0.85	0.81

- Les essais d'absorption, réalisés sur une période de 7 jours, mettent en évidence la forte absorption des éco-granulats poreux, avec une relation linéaire entre le coefficient d'absorption à 24h (W_{A24}) et la masse volumique apparente des granulats : $\mathbf{W_{A24} = 51 - \rho_{app} / 51}$

- Les essais de résistance à l'écrasement en vrac mettent en lumière une relation linéaire entre la densité réelle du grain et le coefficient de résistance à l'écrasement en vrac Ca : $\boldsymbol{C_a = 7.0 \times \rho_{rd} - 3.6}$

- Les granulats présentent des masses plus faibles et des porosités plus élevées que celles des granulats ordinaires, ce qui laisse présager un comportement thermique avantageux. Les résultats présentés dans le *Tableau1* sont détaillés dans [6].

La méthode de formulation des bétons est basée sur la méthode de Dreux-Gorisse en l'adaptant à nos granulats carbonatés prenant en compte leurs absorptions d'eau. Un remplacement partiel ou total des granulats traditionnels a été réalisé tout en maintenant une consistance semi-plastique pour tous les bétons. Au final, 17 compositions différentes de bétons ont été réalisées (Tableau 3), en intégrant les bétons de granulats carbonatés et les deux bétons avec des granulats ordinaires et d'argile expansée. Les pertes dues aux manipulations successives du béton ont été prises en compte à hauteur de 15%, au regard des volumes de gâchées réalisées. La formulation de ces bétons ainsi que la campagne expérimentale sont présentées en détails dans [7]. Le *tableau 2* ci-dessous présente les caractéristiques des bétons confectionnés.

Tableau 2. Caractéristiques des bétons de 100 % de granulats carbonatés.

			C8 AGG	PA	BAk
Caractéristiques mécaniques	Résistance à la compression (MPa)	f_{c28}	17.8	16.6	14
		f_{c90}	19.9	17	17.6
		f_{c365}	23.8	19.8	20.6
	Module d'élasticité (GPa)	E_{c28}	22.54	23.63	24.76
Caractéristiques thermiques	λ (W/m.K)		0.78	0.83	0.91
	Cp (J/(kg.K))		1640	1560	1090
	a (m^2/s)		$0.42\ 10^{-6}$	$0.51\ 10^{-6}$	$0.54\ 10^{-6}$
	E ($J/(m^2.K.s^{1/2})$)		1134	1133	1018
Caractéristiques hygriques	Absorption d'eau par immersion (%)		9.72	12.12	10
	MBV ($g/(m^2.\%RH)$)		2.38	2.19	2.26
			Excellent régulateur d'humidité		

Tableau 3. Composition des bétons de granulats carbonatés et de références

Composition des bétons (kg/m^3)		*Ciment*	*Eco-granulats*	*Granulats ordinaires*	*Sable*	*Eau Efficace*	*E/C*	*Affaissement (mm)*
% C8	*100*	*350*	*1077*	-	*639*	*227*	*0.5*	*80*
	75	*350*	*755*	*252*	*639*	*214*	*0.5*	*70*
	50	*350*	*503*	*503*	*639*	*201*	*0.5*	*70*
	25	*350*	*252*	*755*	*639*	*188*	*0.5*	*80*
% PA	*100*	*350*	*869*	-	*658*	*275*	*0.5*	*70*
	75	*350*	*652*	*217*	*658*	*267*	*0.5*	*80*
	50	*350*	*435*	*435*	*658*	*259*	*0.5*	*70*
	25	*350*	*217*	*652*	*658*	*221*	*0.5*	*80*
% BAK	*100*	*350*	*1069*	-	*639*	*249*	*0.5*	*80*
	75	*350*	*817*	*267*	*649*	*220*	*0.5*	*70*
	50	*350*	*534*	*534*	*639*	*212*	*0.5*	*70*
	25	*350*	*267*	*817*	*639*	*193*	*0.5*	*80*
% AE	*100*	*350*	*475*	-	*551*	*261*	*0.5*	*90*
	75	*350*	*356*	*119*	*532*	*219*	*0.5*	*90*
	50	*350*	*238*	*238*	*532*	*204*	*0.5*	*80*
	25	*350*	*119*	*356*	*570*	*190*	*0.5*	*80*
% O	*100*	*350*	-	*1103*	*755*	*175*	*0.5*	*70*

4. Prédiction analytique

4.1. Modèle Mécanique

Plusieurs approches sont proposées afin de prédire les principales performances mécaniques des bétons en partant des propriétés des composants du mélange cimentaire [8-10]. Mais ces approches ont tendance à sur ou sous-estimés le comportement des bétons de granulats carbonatés. Nous nous sommes donc basés sur les résultats expérimentaux pour proposer des modèles prédictives des propriétés mécaniques en compression en considérant la densité des granulats carbonatés $\rho_{rd,car}$ et ceux

de référence (granulat ordinaire) $\rho_{rd,conv}$ [7]. Dans un premier temps, la densité apparente à sec des grains ρ^*_d est déterminée sur la base du taux de substitution par les granulats carbonatés $T_{x,car}$:

$$\rho^*_{rd} = T_{x,car}\ \rho_{rd,car}\ \varepsilon_{tot,car} + (1- T_{x,car})\ \rho_{rd,conv}\ \varepsilon_{tot,conv}$$

Ensuite, la densité sèche du béton formulé ρ_{bd} peut être exprimée :

$$\rho_{bd} = 2.857\ \rho^*_{rd} - 1$$

On en déduit la résistance mécanique en compression et le module d'élasticité tangentiel initial associé :

$$f_{c,90} = 10.96\ (\rho_{bd} - 0.32)$$

$$E_{c,90} = 17540\ (fc,90/10)^{0.668}$$

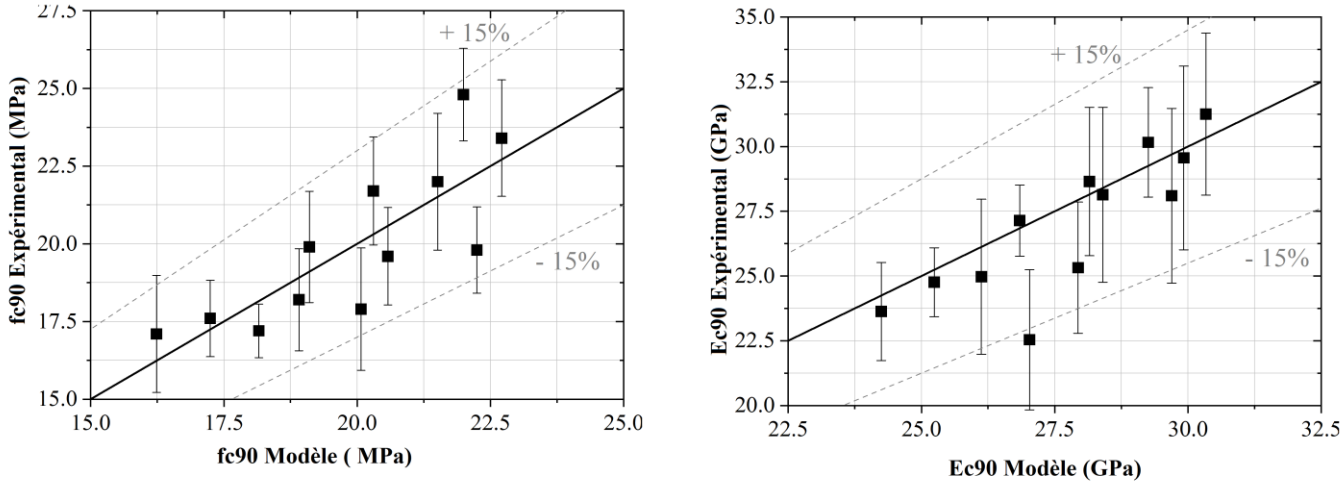


Fig2. Propriétés mécaniques prédites vs expérimentales.

Un écart proche de 12% est atteint pour la résistance à la compression à 90 jours et environ 10% pour le module d'élasticité.

4.2. Comportement Thermique

Les performances des bétons sont gouvernées par le pourcentage de substitution des granulats naturels par les granulats carbonatés ainsi que leurs natures. Dans le but de proposer une approche analytique prédictive du comportement thermique des matériaux étudiés, nous avons procédé par la mise en place d'un modèle thermique tri-composite par Homogénéisation Auto-Cohérente HAC. Dans cette approche, le matériau est considéré parfaitement sec. En partant de la conductivité thermique équivalente, on peut calculer la conductivité du béton grâce aux hypothèses d'entrée du modèle et aux coefficients de concentration de volume. Les données d'entrée du modèle sont les masses volumiques des différentes phases ainsi que leurs conductivités thermiques respectives [7,11]. L'application du modèle HAC conduit à une estimation satisfaisante de la conductivité thermique du béton de granulats carbonatés avec un écart maximal entre les résultats analytiques et expérimentaux d'environ 20%.

Une approche empirique est donc proposée afin de prédire la performance thermique des bétons de granulats carbonatés en se basant sur la densité homogénéisée des granulats ρ^*_{rd}. En fonction de la densité du béton ρ_{bd}, le coefficient X^* est défini comme suit :

$$X^* = \frac{\rho_{bd}}{\rho^*_{rd}}$$

Cette approche permet de prendre en compte les porosités intra et inter-particulaires. Enfin, la prédiction de la conductivité thermique du béton à base de granulats carbonatés est exprimée par l'expression suivante :

$$\lambda_b = X^* (0.18\ \rho_{bd} + 0.79)$$

De même la capacité thermique peut être déterminée comme suit :

$$Cp = X^* (3600 + 3500/\ \rho_{bd})$$

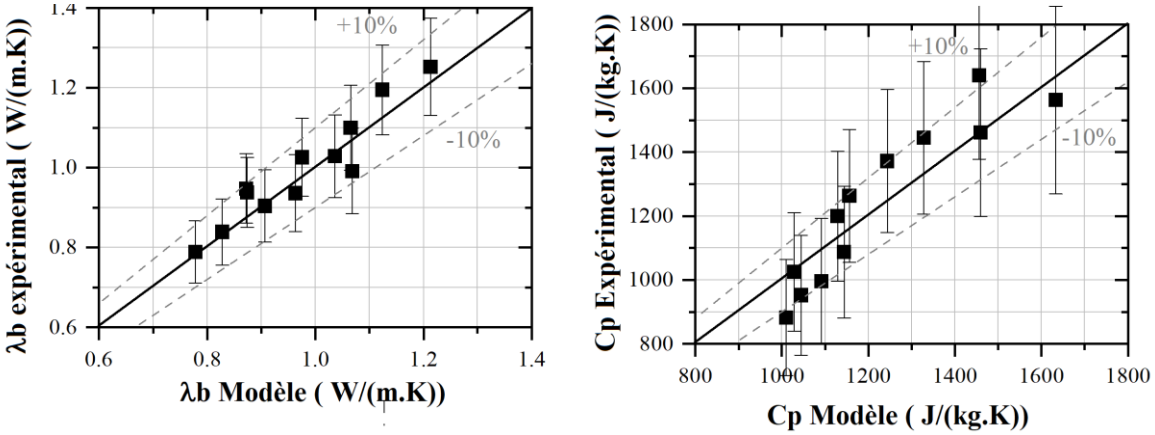


Fig3. Propriétés thermiques prédites vs expérimentales.

L'interprétation des résultats montre le potentiel prédictif du modèle simplifié, qui conduit à une approximation relativement précise de la conductivité thermique et de la capacité calorifique spécifique (avec un écart relatif maximum de 10 % et 11 % respectivement). Cette méthodologie permet également d'identifier la diffusivité et l'effusivité thermiques.

4.3. Comportement Hygrique

Le protocole du projet NORDTEST [7,12] déterminant la valeur tampon hygrique a défini deux approches théoriques décrivant la capacité du matériau à absorber et à stocker l'humidité : l'effusivité hygroscopique et la valeur tampon idéale de l'humidité. L'effusivité hygroscopique est exprimée par l'expression suivante :

$$b_m = \sqrt{\frac{\rho_d \times \delta_p \times \xi_\varphi}{P_v^{sat}}}$$

La valeur idéale du tampon d'humidité correspond au MBV pour un coefficient de convection de masse infinie [39]. La MBV $_{\text{idéale}}$ est donc considérée comme une propriété intrinsèque d'un matériau et est utilisée pour identifier les matériaux selon la classification du projet NORDTEST [12].

$$MBV_{ideal} = 0.00568 \times P_v^{sat} \times b_m \sqrt{t_p}$$

Une approche simplifiée conduit à l'effusivité thermique en utilisant l'expression suivante [13]:

$$b_m = \frac{MBV}{0.0054 \times P_v^{sat} \times \sqrt{t_p}}$$

La diffusivité hygrique D_w s'exprime par :

$$D_w = \frac{\delta \cdot P_v^{sat}}{\rho_d \cdot \xi_\varphi}$$

Cette approche théorique simplifiée conduit à l'estimation de l'ensemble des propriétés hygriques d'un béton structurel en utilisant seulement deux tests de caractérisation : une branche principale de l'isotherme de sorption et la valeur tampon hygrique. Les résultats sont présentés dans le tableau 3 ci-dessous. La plage d'humidité relative entre 40 à 80% montre une évolution linéaire de la teneur en eau en fonction de l'humidité relative qui est similaire entre l'adsorption et la désorption pour une température fixée à 10°C.

Tableau 3. Prédiction des caractéristiques hygriques des bétons de 100 % de granulats carbonatés (T=10°C et 40%<φ<80%).

Bétons	Effusivité hygrique bm (kg/(m².Pa.s$^{1/2}$))	ζφ = u/ dφ	Perméabilité hygrique δp (kg/(m.s.Pa))	Diffusivité hygrique Dw (m².s)
C8 AGG	$6.2\ 10^{-7}$	0.08	$5.1\ 10^{-12}$	$6.8\ 10^{-11}$
PA	$3.1\ 10^{-7}$	0.04	$2.9\ 10^{-12}$	$8.8\ 10^{-11}$
BAk	$5.9\ 10^{-7}$	0.07	$5.3\ 10^{-12}$	$8\ 10^{-11}$

5. Conclusion

Les lois prédictives actuelles adaptées aux mélanges cimentaires légers ne permettent pas une estimation réaliste des caractéristiques mécaniques et thermiques des bétons à base d'agrégats carbonatés. Un premier modèle empirique a été donc formulé pour estimer la résistance mécanique et le module élastique des bétons à base de granulats carbonatés, en fonction de la composition du mélange, de la densité sèche et de la porosité des granulats. Cette approche conduit à un écart d'environ 15% par rapport aux résultats expérimentaux à 90 jours. Un second modèle est exprimé pour prédire la conductivité thermique et la capacité thermique spécifique. Un écart d'environ 10 % par rapport aux données expérimentales est mis en évidence. Enfin, une approche théorique simplifiée est proposée pour établir les principales propriétés hygriques des bétons, et en particulier l'effusivité et la diffusivité hygriques dans la plage d'humidité relative de 40 à 80 %. Ces propriétés sont obtenues par l'identification de deux caractéristiques seulement : une branche principale de l'isotherme de sorption et la valeur tampon hygrique. Des essais supplémentaires doivent également être réalisés pour valider ces approches avec d'autres types de granulats légers. La valorisation des cendres d'incinération pour les granulats de construction fait encore l'objet de nombreuses recherches afin de garantir la durabilité et la viabilité de ces matériaux de construction, ainsi que l'évolution des performances thermiques et hygriques dans le temps.

Références bibliographiques

[1] N.K. Bairagi, K. Ravande, V.K. Pareek, Behaviour of concrete with different proportions of natural and recycled aggregates, Resour. Conserv. Recycl. 9 (1993) 109–126.

[2] L. Evangelista, J. de Brito, Mechanical behaviour of concrete made with fine recycled concrete aggregates, Cem. Concr. Compos. 29 (2007) 397–401.

[3] C.S. Poon, S.C. Kou, L. Lam, Use of recycled aggregates in moulded concrete bricks and blocks, Construction and Building Materials 16 (2002) 281–289.

[4] C.D. Hills, P.J. Carey, Production of Secondary Aggregates, United States Patent Application Publication, 2009.

[5] P.J. Gunning, C.D. Hills, P.J. Carey, Production of lightweight aggregate from industrial waste and carbon dioxide, Waste Management. 29 (2009) 2722–2728.

[6] Rahmouni I. [et al.] Effect of carbonated aggregates on the mechanical properties and thermal conductivity of eco-concrete [Journal] // Construction and Building Materials. 2019- Vol. 197. pp. 241-250.

[7] Rahmouni I. Optimisation de la formulation des bétons d'éco-granulats obtenus par carbonatation accélérée des déchets d'incinérateurs. PhD thesis, Université de Picardie Jules Verne, 2019.
[8] M Arnould and M. Virlogeux. Granulats et bétons légers, Editor: Presse de l'ENPC, 1986.
[9] M.H. Zhang and O.E. Gjorv. Mechanical properties of high-strength lightweight concrete. ACI Materials Journal, 88(3):240–247, 1991.
[10] F..O. Slate, A.H. Nilson, and S. Martinez. Mechanical properties of high-strength lightweight concrete. Journal of the American Concrete Institute, 83(4):606–613, 1986.
[11] M. Rahim. Analyse et caractérisation du comportement hygrothermique de parois agro-sourcées à l'échelle 1: Expérimentation et modélisation. PhD thesis, Universite de Picardie Jules Verne, 2015.
[12] C. Rode, A. Holm, and T. Padfield. A Review of Humidity Buffering in the Interior Spaces. Journal of Thermal Envelope and Building Science, 27(3):221–226, 200
[13]A. D. Tran Le. Etude des transferts hygrothermiques dans le béton de chanvre et leur application au bâtiment: simulation numérique et approche expérimentale. PhD thesis, Université de Reims Champagne-Ardenne, 2010.

Etude de la résistance à la compression résiduelle du béton léger de polystyrène expansé sous hautes températures

Leila Maghrebi[1], Hassen Sabeur[1], Karim Miled[1]

[(1)]Université de Tunis El Manar, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, LGC, Tunisie
E-mail du premier auteur: lmaghrebi@isteub.u-carthage.tn

Résumé

Ce travail de recherche a pour objectif l'étude du comportement résiduel du béton léger de polystyrène expansé soumis à de hautes températures où trois fractions volumiques de polystyrène sont utilisées (10%, 30% et 50%). Pour chaque fraction volumique, deux tailles de bille sont testées : 4 et 6 mm. Pour la partie chauffage, une vitesse de montée moyenne de 5,5°C/min est appliquée ainsi que trois plateaux de température (150°C, 200°C et 250°C) sont maintenus pendant trois heures. En ce qui concerne la partie refroidissement, les éprouvettes du béton léger ont subi un refroidissement au four éteint, pendant 24 heures. A la fin de ce cycle de chauffage-refroidissement, des essais de compression simple sont réalisés. Les résultats montrent une diminution de la résistance résiduelle du béton léger avec l'augmentation de la fraction volumique en polystyrène et l'absence d'un effet de taille sur cette résistance à hautes températures. Enfin, cette étude a montré aussi que pour une même fraction volumique en polystyrène, le béton léger conserve pratiquement sa résistance à la compression à froid quand il est soumis à un cycle de chauffage jusqu'à 250°C suivi d'un refroidissement au sein du four éteint pendant 24h.

Mots clés
Béton de polystyrène - hautes températures–cycle chauffage-refroidissement, résistance à la compression résiduelle - effet de taille.

1. Introduction

Le béton léger de polystyrène expansé peut constituer une solution technique intéressante permettant d'améliorer l'isolation thermique [1] ainsi que l'allègement des bâtiments, comparé aux matériaux traditionnels énergivores et en particulier aux produits rouges en terre cuite et au béton ordinaire. Ce béton est obtenu grâce à l'incorporation des billes de polystyrène expansé remplies d'air dans une matrice cimentaire au moment de son malaxage et son durcissement se fait à l'air libre à l'instar du béton ordinaire. Le comportement mécanique à froid (à température ambiante) de ce béton léger est gouverné principalement par la fraction volumique en polystyrène considérée comme étant la macro porosité de ce béton. En effet, il a été observé que le module d'Young [2] ainsi que la résistance à la compression [3-6] du béton de polystyrène diminue sensiblement quand sa macro porosité augmente. En outre, il a été observé aussi que cette résistance diminue quand la taille de billes de polystyrène augmente mais cet effet de taille diminue progressivement pour devenir négligeable pour les fortes fractions volumiques en polystyrène [3-5].

Toutefois, les travaux de recherche dans la littérature portant sur l'étude comportement du béton de polystyrène à hautes températures sont rares. En particulier, Sayadi et al. [6] ont observé que l'augmentation de la fraction volumique en polystyrène expansé entraîne une réduction significative de la résistance au feu du béton léger. Toutefois, la présence d'un éventuel effet de taille sur cette résistance à chaud n'est pas encore explorée.

Ainsi, ce travail porte principalement sur l'étude du comportement résiduel du béton de polystyrène soumis à différents cycles de chauffage- refroidissement où trois paliers de températures maintenus pendant 3 heures sont appliqués (150°C, 200°C et 250°C). Un régime de refroidissement au four a été choisi dans le cadre de cette étude.

2. Formulation et confection des bétons légers

La matrice cimentaire utilisée dans cette étude, désignée par « *M* », est un mortier constitué du ciment (C), de l'eau (E) et d'un sable (S). Elle est caractérisée principalement par un rapport (E/C) égal à 0,4. Le ciment utilisé est un ciment portland CEM I 42.5 ayant une masse volumique réelle de 3150kg/m^3. Le sable utilisé est un sable siliceux roulé de granulométrie 0/5 mm. Sa masse volumique réelle est égale à 2590 kg/m^{3}et son équivalent de sable est de l'ordre de 86%. En outre, la proportion volumique du sable par rapport au mortier a été fixée à 50%.

Afin d'explorer la présence d'un éventuel effet de taille sur la résistance à chaud du béton de polystyrène, cette étude expérimentale a été conduite en utilisant deux tailles de billes de polystyrène expansé ayant pour diamètres : Φ_1 = 4*mm et* Φ_2 = 6*mm* (voir figure 1). Pour ces billes de polystyrène expansé, nous avons déterminé expérimentalement à l'aide d'un pycnomètre les masses volumiques réelles suivantes : 16 *kg/m*^{3} pour Φ_1 = 4*mm* et 32 *kg/m*^{3} pour Φ_2= 6*mm*.
En outre, les billes de polystyrène sont sphériques et hydrophobes. Leurs propriétés mécaniques sont négligeables devant celles de la matrice cimentaire. En effet, ces billes ont un module d'Young compris généralement entre 4 et 8 MPa et une résistance à la compression de l'ordre de 80 kPa [7].

Enfin, trois fractions volumiques en polystyrène expansé seront testées, à savoir 10%, 30% et 50% (voir figure1).

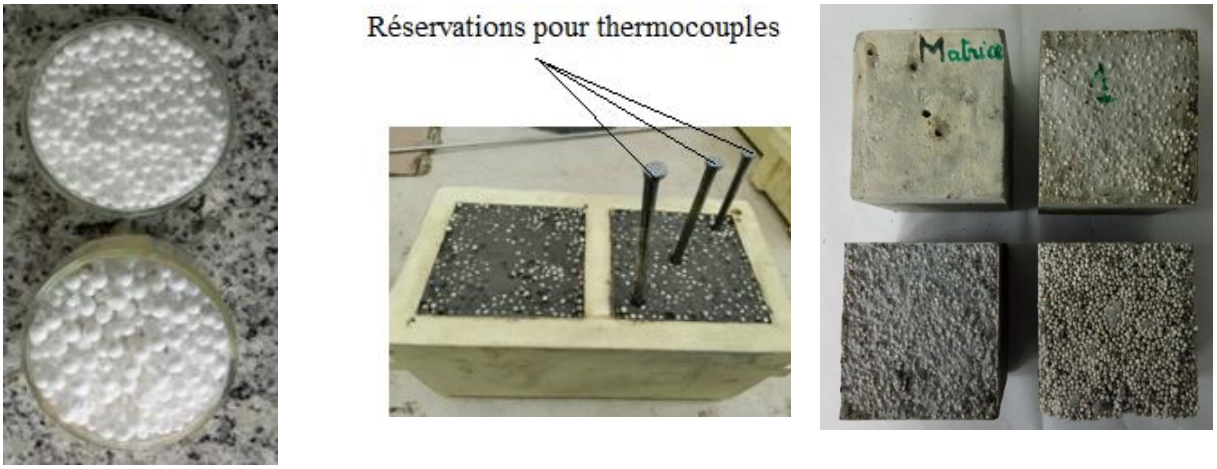


Fig. 1: A gauche: les deux types de polystyrène utilisés
Au milieu : réservations aménagées à l'intérieur du béton pour placer les thermocouples
A droite : les éprouvettes de béton léger (mortier (0% de polystyrène) et bétons légers ayant 10%, 30% et 50% de polystyrène en volume).

Dans le tableau 1, nous présentons les compositions de tous les mélanges pour la matrice et les différents types de béton de polystyrène expansé. Nous désignerons par "$BL1$" et "$BL2$" les mélanges renfermant respectivement les billes de diamètre Φ_1 = 4*mm* et Φ_2 = 6*mm*. .

Tableau 1 : Composition des différents mélanges

Constituant (kg /m^3)	*M*	*BL1*	*BL2*

Macro porosité p	*0%*	*10%*	*30%*	*50%*	*10%*	*30%*	*50%*
ciment portland CEM I 42.5(kg)	*683*	*614*	*478*	*341*	*614*	*478*	*341*
Sable (kg)	*1295*	*1165*	*906*	*647*	*116*	*906*	*647*
Eau (kg)	*273*	*245*	*191*	*136*	*245*	*191*	*136*
Billes de polystyrène Expansé (kg)	*-*	*1,6*	*4,8*	*8,0*	*3,2*	*9,6*	*16*
$\rho_{béton}$*(kg/m³)*	*2287*	*2027*	*1580*	*1133*	*2029*	*1585*	*1141*

La macro porosité p correspond à la fraction volumique en polystyrène dans le béton léger. Cette dernière est calculée par la formule suivante :

$$p = \frac{\rho_{matrice} - \rho_{béton}}{\rho_{matrice} - \rho_{polystyrène}}$$

Où $\rho_{matrice}$, $\rho_{béton}$ *et* $\rho_{polystyrène}$ représentent respectivement les masses volumiques réelles de la matrice, du béton et des billes de polystyrène.

2.1. Protocole des essais

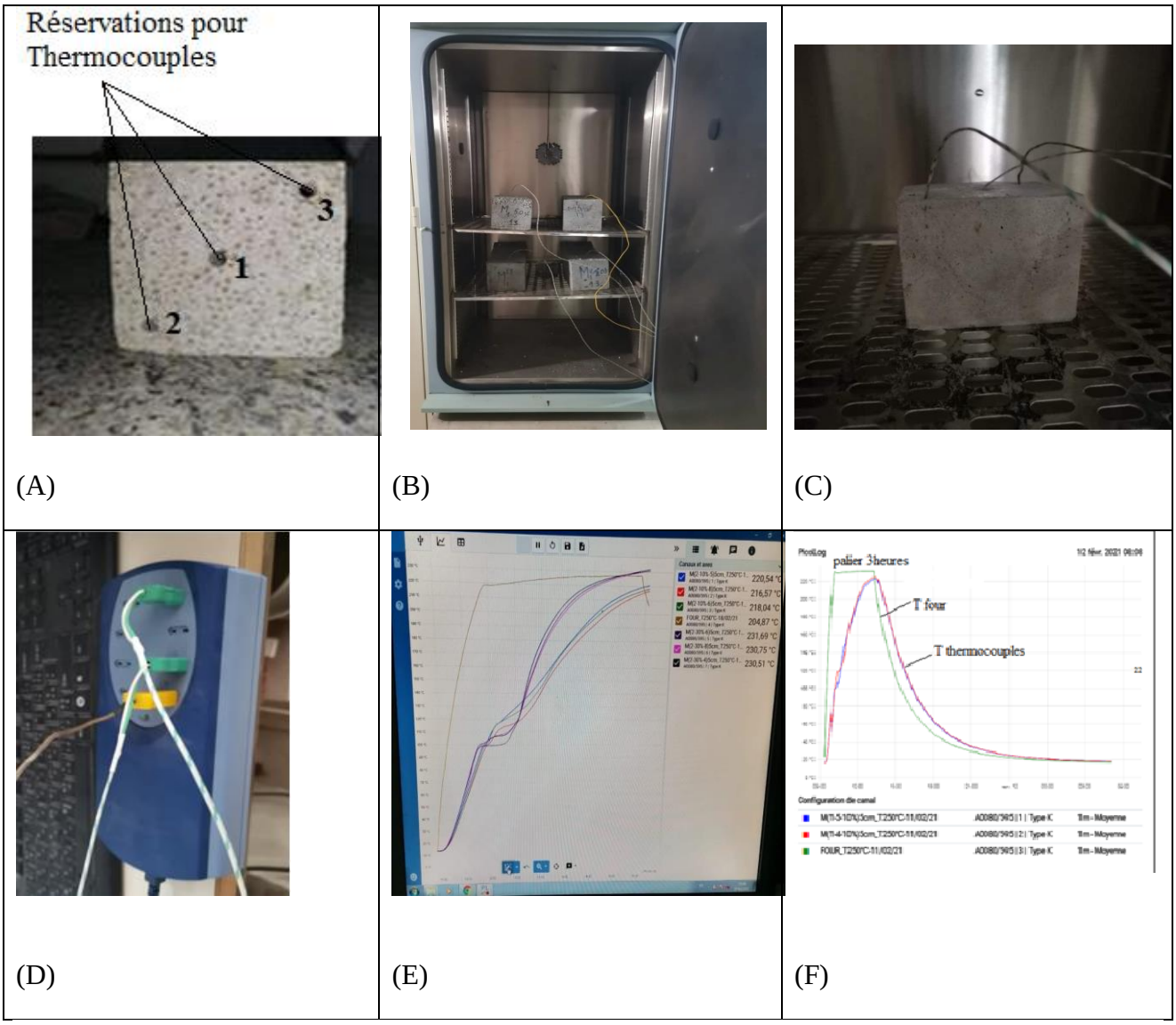
Pour chaque densité de béton et pour chaque taille de bille de polystyrène, trois éprouvettes cubiques (10x10x10) cm^3 sont fabriquées. Ces éprouvettes sont démoulées après 2 jours, pesées et puis conservées à l'air libre au laboratoire pendant 28 jours. Il est à noter que chaque éprouvette est pesée pour en déduire sa densité et sa macro porosité (fraction volumique en polystyrène) réelles.

Pour la partie chauffage, les éprouvettes sont placées dans le four et exposées à des plateaux de températures (150°C, 200°C et 250°C) maintenus pendant 3h avec une vitesse moyenne de montée en température de 5,5°C/min. Ces plateaux vont permettre la stabilité de la température ainsi que les différents phénomènes physico-chimiques au sein du béton [8]. A la fin de ces plateaux, on éteint le four et les éprouvettes sont laissées ainsi se refroidir pendant 24 heures à l'intérieur du four. La figure 2 présente l'état des éprouvettes après un cycle de chauffage-refroidissement où le plateau de 200°C a été appliqué. Enfin, ces éprouvettes sont soumises à un essai de compression simple.



Fig.2: Des éprouvettes de béton léger renfermant des billes de diamètre Φ_2 = 6mm après un cycle de chauffage-refroidissement à 200°C et soumises à un essai de compression simple

Pour le suivi des températures à l'intérieur du béton, des thermocouples de type K (résistant jusqu'à 700°C) ont été placés dans des réservations verticales spécialement préparées au moment du coulage des éprouvettes. Un premier thermocouple est disposé au niveau de l'axe de l'éprouvette, à une distance de 5 cm de la surface intérieure et deux autres situés dans des positions opposées : le numéro 2 à 3 cm et le numéro 3 à 7cm de la base de l'éprouvette comme le montre la figure 3-A. Ces thermocouples sont reliés au système d'acquisition de températures PICO TC-08 (voir figure 3-D). Les mesures reçues par le système d'acquisition sont visibles et enregistrées sur un ordinateur en utilisant le logiciel PICOLOG 6 (voir figures 3-E et 3-F).



(A) (B) (C)

(D) (E) (F)

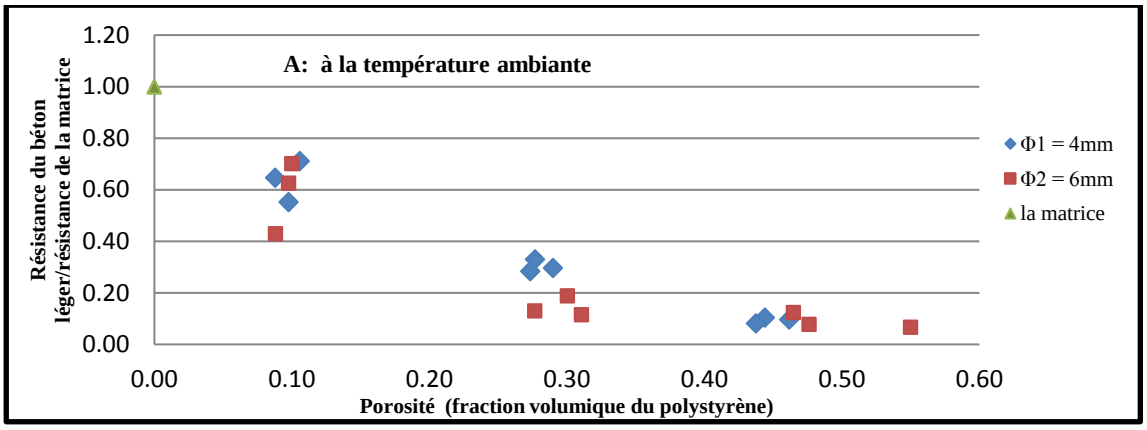
Fig. 3: A : emplacements réservés pour les thermocouples, B : mise en place des éprouvettes dans le four, C : mise en place des thermocouples, D : Système d'acquisition des températures PICO TC-08, E : suivi de l'évolution de la température avec le logiciel PICOLOG 6, F : courbe de suivi de la température après un cycle de chauffage-refroidissement à 200°C

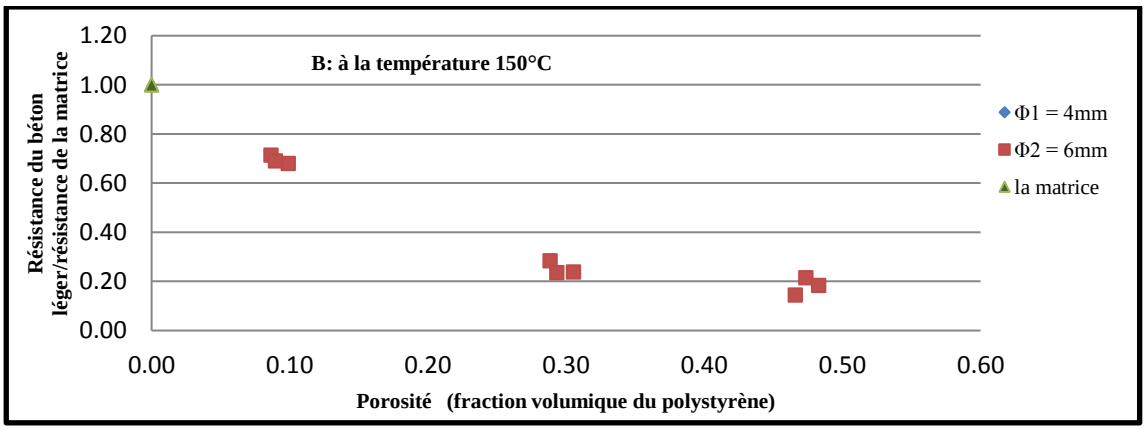
3. Résultats et discussion

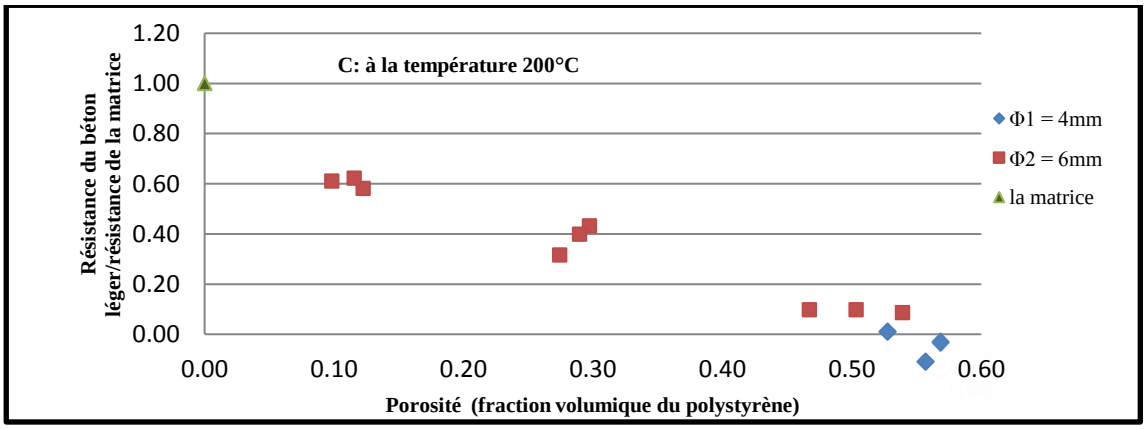
3.1 Effet de la composition du béton de polystyrène sur sa résistance à la compression résiduelle

Sur la figure 4, on représente l'évolution de la résistance résiduelle du béton léger normalisée par celle de sa matrice cimentaire, en fonction de la fraction volumique en polystyrène (macro porosité) à différentes températures et pour les deux tailles de billes considérées dans cette étude. La tendance générale est une diminution de cette résistance normalisée avec l'augmentation de la macro porosité du béton de polystyrène, ce qui est prévisible.

La figure 4-A montre qu'il existe un léger effet de taille sur la résistance à la compression du béton léger à froid. En effet, pour une même porosité, les bétons *BL1* (renfermant les billes de diamètre Φ1 = 4mm) ont une résistance à froid légèrement plus élevée que celle des bétons *BL2* (renfermant les billes de diamètre Φ2 = 6mm). Cependant, cet effet de taille est négligeable voire quasiment absent à hautes températures comme le montrent les figures 4-B, 4-C et 4-D.







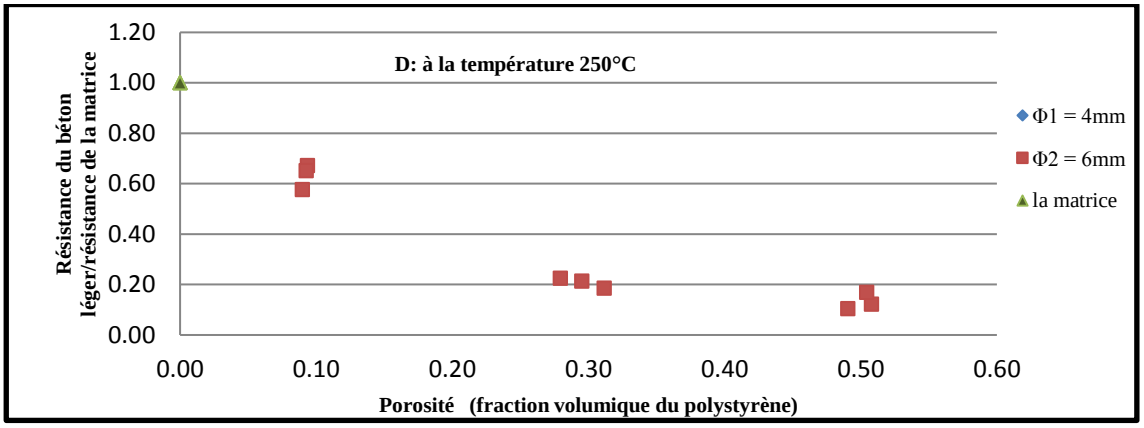
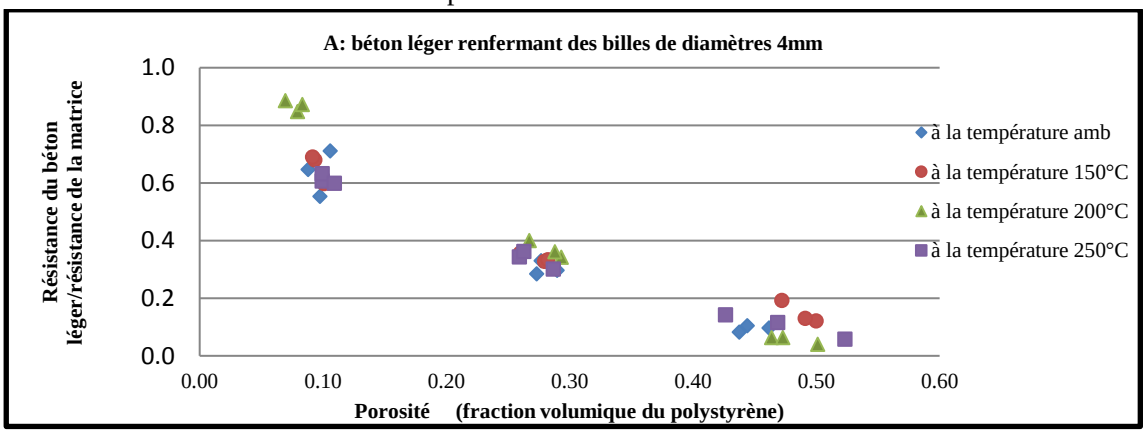


Fig.4: Résistances à la compression normalisées des bétons légers renfermant des billes de diamètres 4mm et 6mm à différentes températures

3.2 Effet de la température sur la résistance à la compression du béton de polystyrène expansé

La figure 5 représente, pour chaque diamètre de bille, l'évolution de la résistance à la compression résiduelle normalisée en fonction de la macro porosité du béton de polystyrène, à température ambiante et à différents plateaux de température. Cette figure montre que pour chaque porosité (ou chaque densité) et pour chaque taille de billes de polystyrène, ce béton léger conserve pratiquement sa résistance à la compression à froid quand il est soumis à un cycle de chauffage jusqu'à 250°C suivi d'un refroidissement au sein du four éteint pendant 24h.



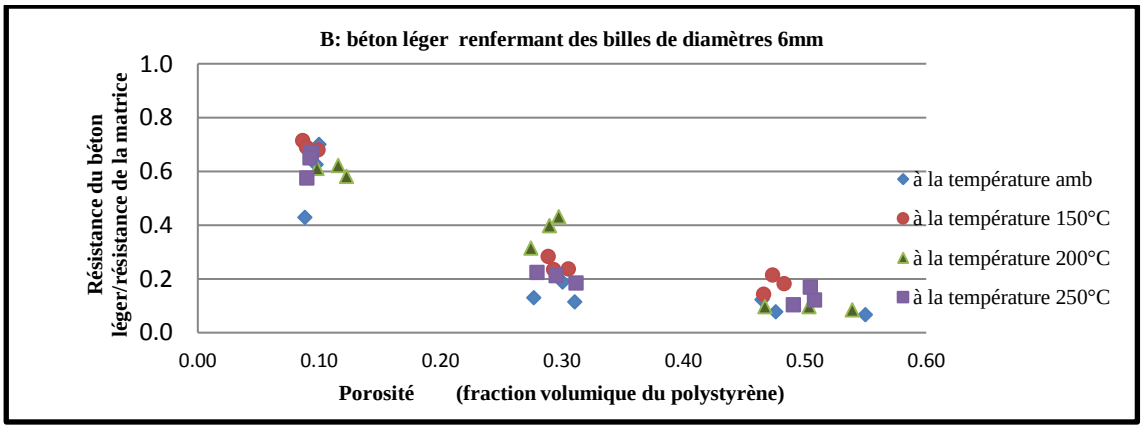


Fig.5: Evolution des résistances à la compression normalisées des bétons légers renfermant les billes de diamètres 4mm et 6mm en fonction de la macro porosité et de la température de chauffage

4. Conclusion

Dans le cadre de cette étude expérimentale, le comportement résiduel du béton léger de polystyrène soumis à différents cycles de chauffage-refroidissement a été caractérisé et analysé. Cette étude a permis principalement de tirer les trois conclusions suivantes :

- A température fixée, une diminution significative de la résistance résiduelle à la compression avec l'augmentation de la macro porosité (fraction volumique en polystyrène) a été observée pour les deux tailles de billes de polystyrène.
- l'effet du diamètre des billes de polystyrènes sur la résistance à la compression du béton léger de polystyrène à température ambiante et à différents paliers de température est négligeable.
- Le béton léger de polystyrène expansé conserve pratiquement sa résistance à la compression à froid quand il est soumis à un cycle de chauffage jusqu'à 250°C suivi d'un refroidissement au sein du four éteint pendant 24h.

Références bibliographiques

[1] Miled K., Limam O. Effective thermal conductivity of foam concretes: homogenization schemes vs experimental data and FEM simulations, Mechanics Research Communications (2016), vol. 76 (2), pp. 96-100.

[2] Miled K., Sab K., Le Roy R. Effective elastic proerties of porous materials: homogenization schemes vs experimental data. Mechanics Research Communications (2011), vol. 38 (2), pp. 131-135. [3] Miled K.. Effet de taille dans le béton léger de polystyrène expansé. Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées de Paris, 2005.

[4] Miled K., Sab K., Le Roy R. Particle size effect on EPS lightweight concrete compressive strength: Experimental investigation and Modelling. Mechanics of Materials (2007), vol. 39 (3), pp. 222-240.

[5] Le Roy, R., Parant, E., Boulay, C., (2005). Taking into account the inclusions' size in lightweight concrete compressive strength prediction. Cement and Concrete Research 35 (4), 770-775. [6] A.A. Sayadi, J.V. Tapia, T.R. Neitzert, G.C. Clifton, Effects of expanded polystyrene (EPS) particles on fire resistance, thermal conductivity and compressive strength of foamed concrete, Constr. Build. Mater. 112 (2016) 716–724.

[7] Haidar, K. (2002). Modélisation de l'endommagement des structures en béton-Approchesnumériques et effets de la mirostructure sur les propriétés de rupture. PhDthesis, Ecole Centrale de Nantes.

[8]H. Sabeur, M. SAILLIO, J. Vincent, Thermal stability and microstructural changes in 5 years aged cement paste subjected to high temperature plateaus up to 1000°C as studied by thermal analysis and X-ray diffraction, Heat and Mass Transfer,2019, volume 55, Issue 9,pp 2483-2501

Etude de la résistance à la compression résiduelle du béton léger de polystyrène expansé sous hautes températures

Leila Maghrebi[1], Hassen Sabeur[1], Karim Miled[1]

[(1)]Université de Tunis El Manar, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, LGC, Tunisie
E-mail du premier auteur: lmaghrebi@isteub.u-carthage.tn

Résumé

Ce travail de recherche a pour objectif l'étude du comportement résiduel du béton léger de polystyrène expansé soumis à de hautes températures où trois fractions volumiques de polystyrène sont utilisées (10%, 30% et 50%). Pour chaque fraction volumique, deux tailles de bille sont testées : 4 et 6 mm. Pour la partie chauffage, une vitesse de montée moyenne de 5,5°C/min est appliquée ainsi que trois plateaux de température (150°C, 200°C et 250°C) sont maintenus pendant trois heures. En ce qui concerne la partie refroidissement, les éprouvettes du béton léger ont subi un refroidissement au four éteint, pendant 24 heures. A la fin de ce cycle de chauffage-refroidissement, des essais de compression simple sont réalisés. Les résultats montrent une diminution de la résistance résiduelle du béton léger avec l'augmentation de la fraction volumique en polystyrène et l'absence d'un effet de taille sur cette résistance à hautes températures. Enfin, cette étude a montré aussi que pour une même fraction volumique en polystyrène, le béton léger conserve pratiquement sa résistance à la compression à froid quand il est soumis à un cycle de chauffage jusqu'à 250°C suivi d'un refroidissement au sein du four éteint pendant 24h.

Mots clés
Béton de polystyrène - hautes températures–cycle chauffage-refroidissement, résistance à la compression résiduelle - effet de taille.

1. Introduction

Le béton léger de polystyrène expansé peut constituer une solution technique intéressante permettant d'améliorer l'isolation thermique [1] ainsi que l'allègement des bâtiments, comparé aux matériaux traditionnels énergivores et en particulier aux produits rouges en terre cuite et au béton ordinaire. Ce béton est obtenu grâce à l'incorporation des billes de polystyrène expansé remplies d'air dans une matrice cimentaire au moment de son malaxage et son durcissement se fait à l'air libre à l'instar du béton ordinaire. Le comportement mécanique à froid (à température ambiante) de ce béton léger est gouverné principalement par la fraction volumique en polystyrène considérée comme étant la macro porosité de ce béton. En effet, il a été observé que le module d'Young [2] ainsi que la résistance à la compression [3-6] du béton de polystyrène diminue sensiblement quand sa macro porosité augmente. En outre, il a été observé aussi que cette résistance diminue quand la taille de billes de polystyrène augmente mais cet effet de taille diminue progressivement pour devenir négligeable pour les fortes fractions volumiques en polystyrène [3-5].

Toutefois, les travaux de recherche dans la littérature portant sur l'étude comportement du béton de polystyrène à hautes températures sont rares. En particulier, Sayadi et al. [6] ont observé que l'augmentation de la fraction volumique en polystyrène expansé entraîne une réduction significative de la résistance au feu du béton léger. Toutefois, la présence d'un éventuel effet de taille sur cette résistance à chaud n'est pas encore explorée.

Ainsi, ce travail porte principalement sur l'étude du comportement résiduel du béton de polystyrène soumis à différents cycles de chauffage- refroidissement où trois paliers de températures maintenus pendant 3 heures sont appliqués (150°C, 200°C et 250°C). Un régime de refroidissement au four a été choisi dans le cadre de cette étude.

2. Formulation et confection des bétons légers

La matrice cimentaire utilisée dans cette étude, désignée par « *M* », est un mortier constitué du ciment (C), de l'eau (E) et d'un sable (S). Elle est caractérisée principalement par un rapport (E/C) égal à 0,4. Le ciment utilisé est un ciment portland CEM I 42.5 ayant une masse volumique réelle de 3150kg/m^3. Le sable utilisé est un sable siliceux roulé de granulométrie 0/5 mm. Sa masse volumique réelle est égale à 2590 kg/m^{3}et son équivalent de sable est de l'ordre de 86%. En outre, la proportion volumique du sable par rapport au mortier a été fixée à 50%.

Afin d'explorer la présence d'un éventuel effet de taille sur la résistance à chaud du béton de polystyrène, cette étude expérimentale a été conduite en utilisant deux tailles de billes de polystyrène expansé ayant pour diamètres : $\Phi_1 = 4mm$ *et* $\Phi_2 = 6mm$ (voir figure 1). Pour ces billes de polystyrène expansé, nous avons déterminé expérimentalement à l'aide d'un pycnomètre les masses volumiques réelles suivantes : 16 *kg/m*^{3} pour $\Phi_1 = 4mm$ et 32 *kg/m*^{3} pour $\Phi_2 = 6mm$.
En outre, les billes de polystyrène sont sphériques et hydrophobes. Leurs propriétés mécaniques sont négligeables devant celles de la matrice cimentaire. En effet, ces billes ont un module d'Young compris généralement entre 4 et 8 MPa et une résistance à la compression de l'ordre de 80 kPa [7].

Enfin, trois fractions volumiques en polystyrène expansé seront testées, à savoir 10%, 30% et 50% (voir figure1).

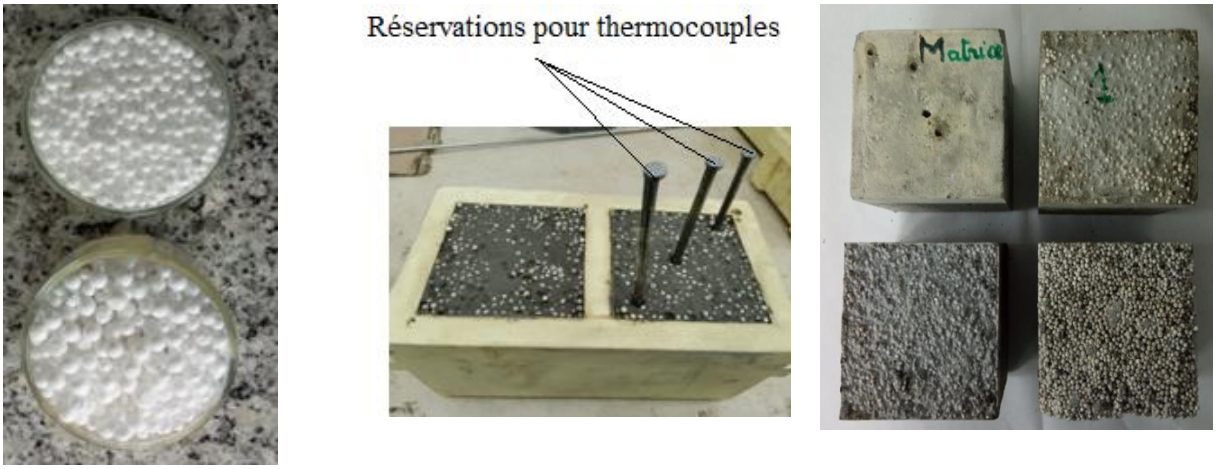


Fig. 1: A gauche: les deux types de polystyrène utilisés
Au milieu : réservations aménagées à l'intérieur du béton pour placer les thermocouples
A droite : les éprouvettes de béton léger (mortier (0% de polystyrène) et bétons légers ayant 10%, 30% et 50% de polystyrène en volume).

Dans le tableau 1, nous présentons les compositions de tous les mélanges pour la matrice et les différents types de béton de polystyrène expansé. Nous désignerons par "$BL1$" et "$BL2$" les mélanges renfermant respectivement les billes de diamètre $\Phi_1 = 4mm$ et $\Phi_2 = 6mm$. .

Tableau 1 : Composition des différents mélanges

Constituant (kg /m³)	*M*	*BL1*			*BL2*		
Macro porosité p	*0%*	*10%*	*30%*	*50%*	*10%*	*30%*	*50%*
ciment portland CEM I 42.5(kg)	*683*	*614*	*478*	*341*	*614*	*478*	*341*
Sable (kg)	*1295*	*1165*	*906*	*647*	*116*	*906*	*647*
Eau (kg)	*273*	*245*	*191*	*136*	*245*	*191*	*136*
Billes de polystyrène Expansé (kg)	*-*	*1,6*	*4,8*	*8,0*	*3,2*	*9,6*	*16*
$\rho_{béton}$*(kg/m³)*	*2287*	*2027*	*1580*	*1133*	*2029*	*1585*	*1141*

La macro porosité p correspond à la fraction volumique en polystyrène dans le béton léger. Cette dernière est calculée par la formule suivante :

$$p = \frac{\rho_{matrice} - \rho_{béton}}{\rho_{matrice} - \rho_{polystyrène}}$$

Où $\rho_{matrice}$, $\rho_{béton}$ *et* $\rho_{polystyrène}$ représentent respectivement les masses volumiques réelles de la matrice, du béton et des billes de polystyrène.

2.1. Protocole des essais

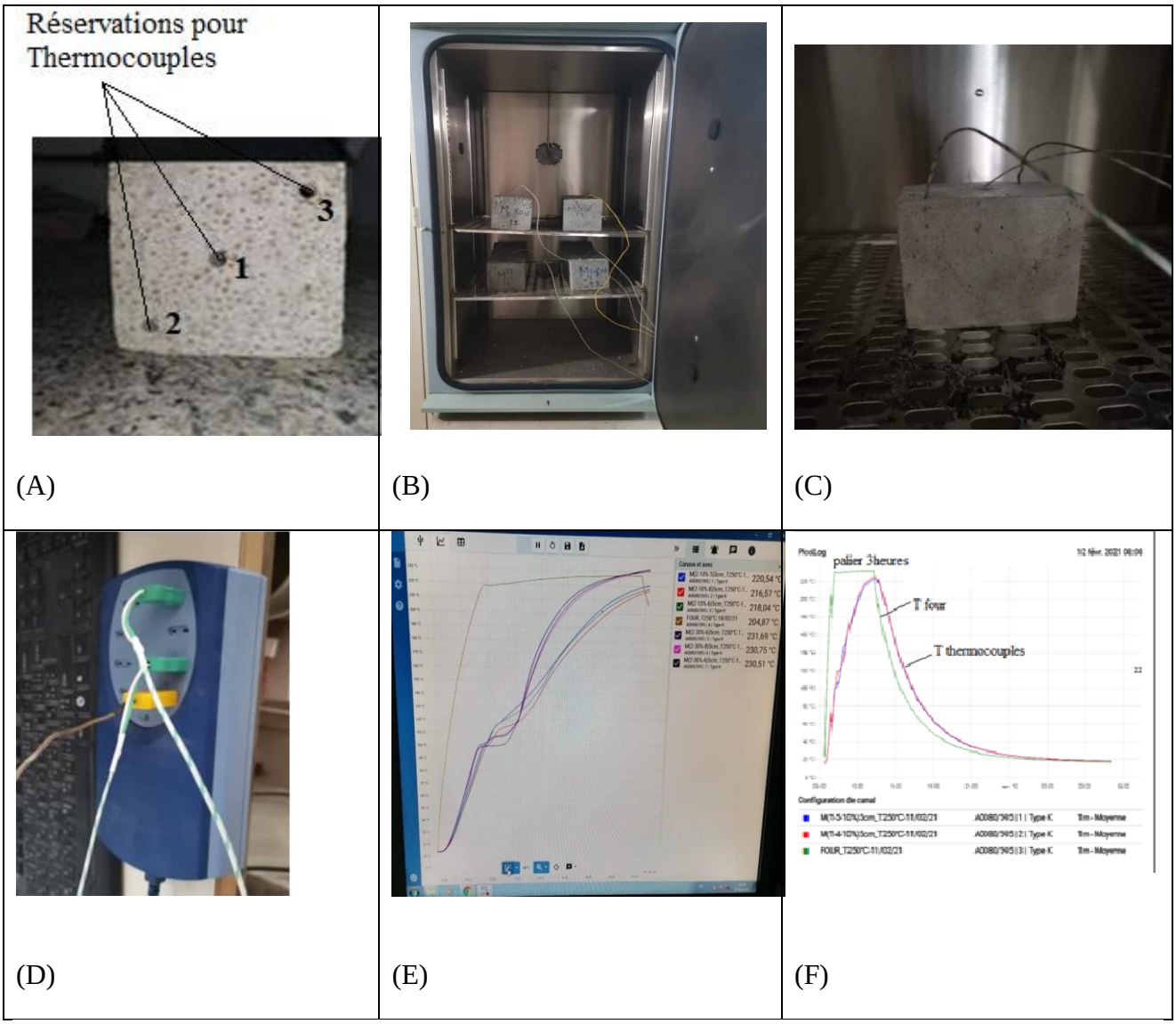
Pour chaque densité de béton et pour chaque taille de bille de polystyrène, trois éprouvettes cubiques (10x10x10) cm^3 sont fabriquées. Ces éprouvettes sont démoulées après 2 jours, pesées et puis conservées à l'air libre au laboratoire pendant 28 jours. Il est à noter que chaque éprouvette est pesée pour en déduire sa densité et sa macro porosité (fraction volumique en polystyrène) réelles.

Pour la partie chauffage, les éprouvettes sont placées dans le four et exposées à des plateaux de températures (150°C, 200°C et 250°C) maintenus pendant 3h avec une vitesse moyenne de montée en température de 5,5°C/min. Ces plateaux vont permettre la stabilité de la température ainsi que les différents phénomènes physico-chimiques au sein du béton [8]. A la fin de ces plateaux, on éteint le four et les éprouvettes sont laissées ainsi se refroidir pendant 24 heures à l'intérieur du four. La figure 2 présente l'état des éprouvettes après un cycle de chauffage-refroidissement où le plateau de 200°C a été appliqué. Enfin, ces éprouvettes sont soumises à un essai de compression simple.



Fig.2: Des éprouvettes de béton léger renfermant des billes de diamètre Φ_2 = 6*mm après un cycle de chauffage-refroidissement à 200°C et soumises à un essai de compression simple*

Pour le suivi des températures à l'intérieur du béton, des thermocouples de type K (résistant jusqu'à 700°C) ont été placés dans des réservations verticales spécialement préparées au moment du coulage des éprouvettes. Un premier thermocouple est disposé au niveau de l'axe de l'éprouvette, à une distance de 5 cm de la surface intérieure et deux autres situés dans des positions opposées : le numéro 2 à 3 cm et le numéro 3 à 7cm de la base de l'éprouvette comme le montre la figure 3-A. Ces thermocouples sont reliés au système d'acquisition de températures PICO TC-08 (voir figure 3-D). Les mesures reçues par le système d'acquisition sont visibles et enregistrées sur un ordinateur en utilisant le logiciel PICOLOG 6 (voir figures 3-E et 3-F).



(A) (B) (C)

(D) (E) (F)

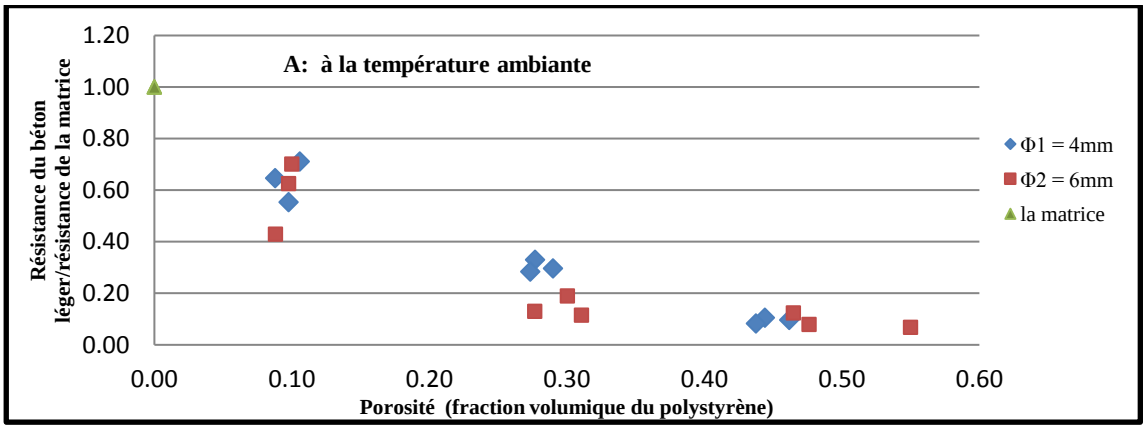
Fig. 3: A : emplacements réservés pour les thermocouples, B : mise en place des éprouvettes dans le four, C : mise en place des thermocouples, D : Système d'acquisition des températures PICO TC-08, E : suivi de l'évolution de la température avec le logiciel PICOLOG 6, F : courbe de suivi de la température après un cycle de chauffage-refroidissement à 200°C

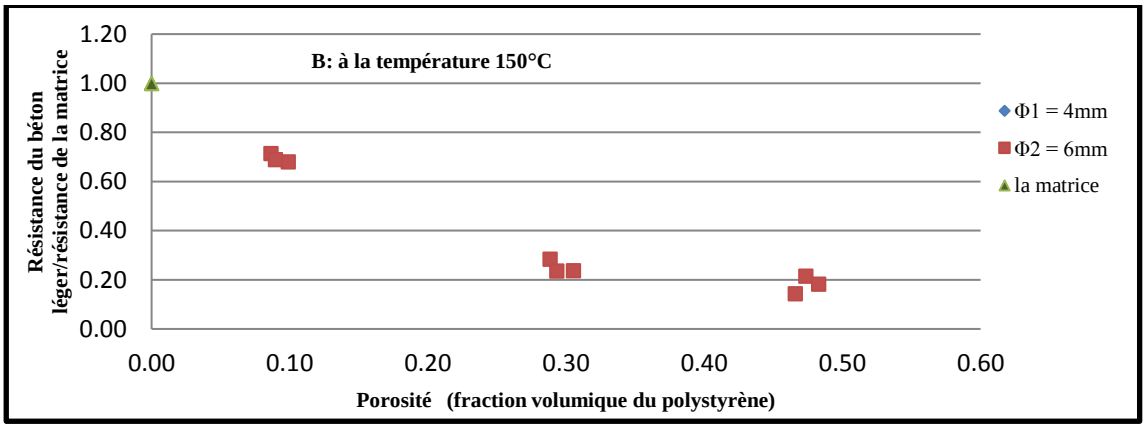
3. Résultats et discussion

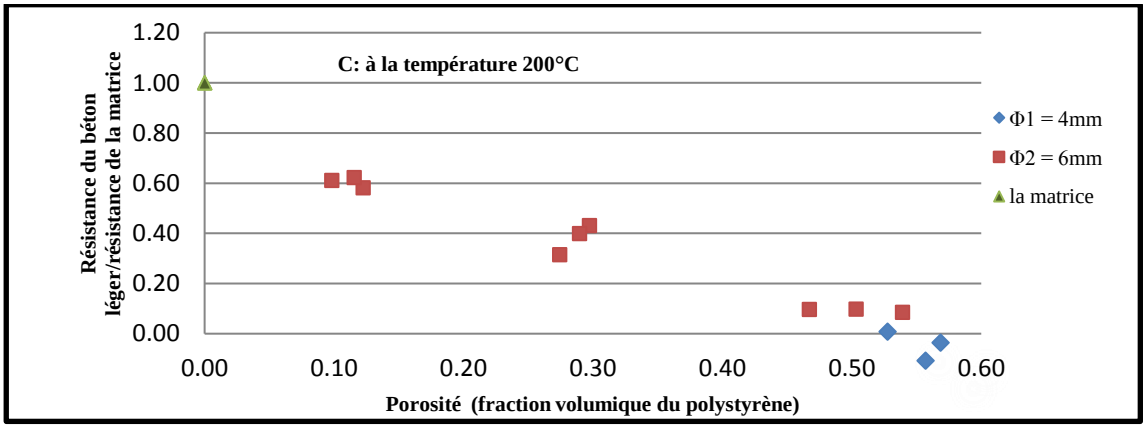
3.1 Effet de la composition du béton de polystyrène sur sa résistance à la compression résiduelle

Sur la figure 4, on représente l'évolution de la résistance résiduelle du béton léger normalisée par celle de sa matrice cimentaire, en fonction de la fraction volumique en polystyrène (macro porosité) à différentes températures et pour les deux tailles de billes considérées dans cette étude. La tendance générale est une diminution de cette résistance normalisée avec l'augmentation de la macro porosité du béton de polystyrène, ce qui est prévisible.

La figure 4-A montre qu'il existe un léger effet de taille sur la résistance à la compression du béton léger à froid. En effet, pour une même porosité, les bétons *BL1* (renfermant les billes de diamètre Φ1 = 4mm) ont une résistance à froid légèrement plus élevée que celle des bétons *BL2* (renfermant les billes de diamètre Φ2 = 6mm). Cependant, cet effet de taille est négligeable voire quasiment absent à hautes températures comme le montrent les figures 4-B, 4-C et 4-D.







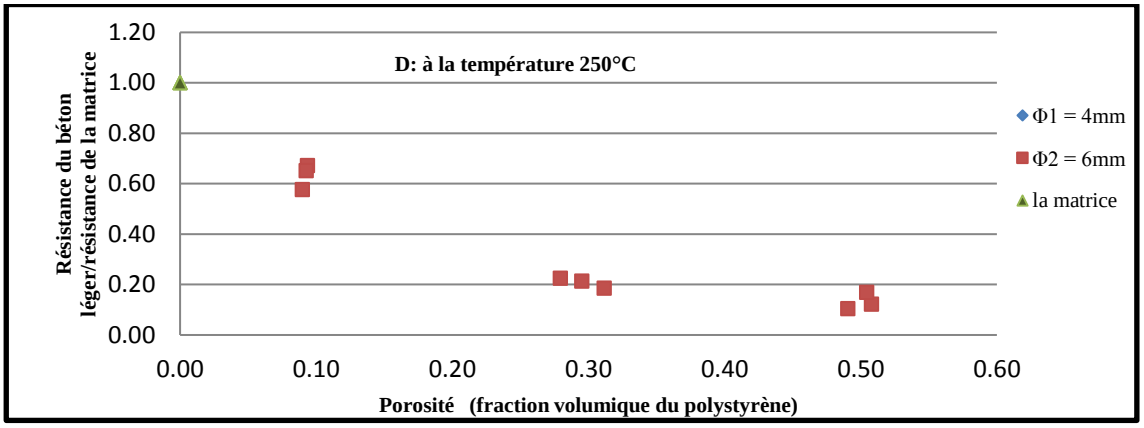
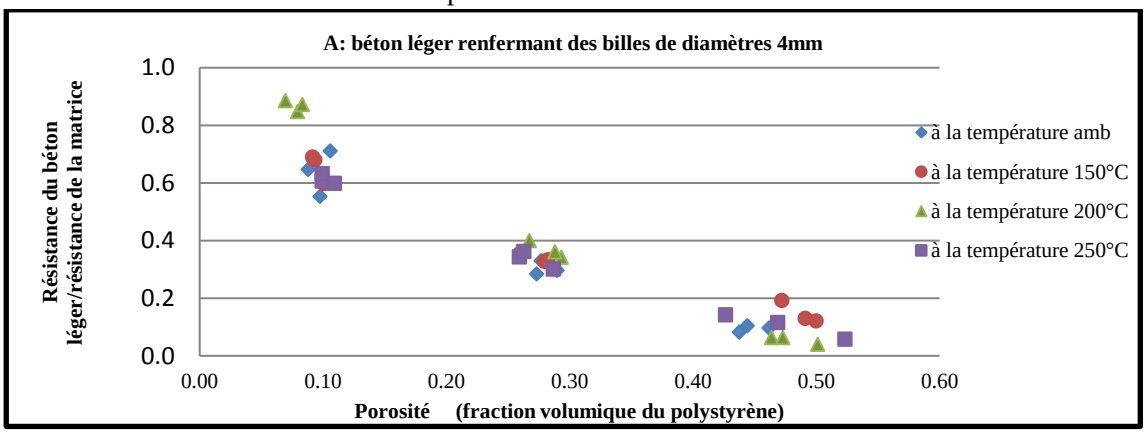


Fig.4: Résistances à la compression normalisées des bétons légers renfermant des billes de diamètres 4mm et 6mm à différentes températures

3.2 Effet de la température sur la résistance à la compression du béton de polystyrène expansé

La figure 5 représente, pour chaque diamètre de bille, l'évolution de la résistance à la compression résiduelle normalisée en fonction de la macro porosité du béton de polystyrène, à température ambiante et à différents plateaux de température. Cette figure montre que pour chaque porosité (ou chaque densité) et pour chaque taille de billes de polystyrène, ce béton léger conserve pratiquement sa résistance à la compression à froid quand il est soumis à un cycle de chauffage jusqu'à 250°C suivi d'un refroidissement au sein du four éteint pendant 24h.



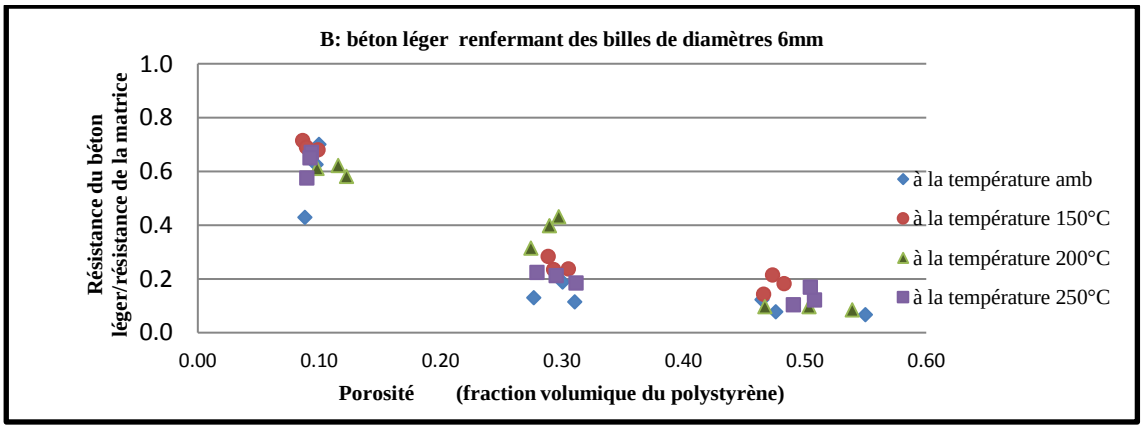


Fig.5: Evolution des résistances à la compression normalisées des bétons légers renfermant les billes de diamètres 4mm et 6mm en fonction de la macro porosité et de la température de chauffage

4. Conclusion

Dans le cadre de cette étude expérimentale, le comportement résiduel du béton léger de polystyrène soumis à différents cycles de chauffage-refroidissement a été caractérisé et analysé. Cette étude a permis principalement de tirer les trois conclusions suivantes :

- A température fixée, une diminution significative de la résistance résiduelle à la compression avec l'augmentation de la macro porosité (fraction volumique en polystyrène) a été observée pour les deux tailles de billes de polystyrène.
- l'effet du diamètre des billes de polystyrènes sur la résistance à la compression du béton léger de polystyrène à température ambiante et à différents paliers de température est négligeable.
- Le béton léger de polystyrène expansé conserve pratiquement sa résistance à la compression à froid quand il est soumis à un cycle de chauffage jusqu'à 250°C suivi d'un refroidissement au sein du four éteint pendant 24h.

Références bibliographiques

[1] Miled K., Limam O. Effective thermal conductivity of foam concretes: homogenization schemes vs experimental data and FEM simulations, Mechanics Research Communications (2016), vol. 76 (2), pp. 96-100.

[2] Miled K., Sab K., Le Roy R. Effective elastic proerties of porous materials: homogenization schemes vs experimental data. Mechanics Research Communications (2011), vol. 38 (2), pp. 131-135. [3] Miled K.. Effet de taille dans le béton léger de polystyrène expansé. Thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées de Paris, 2005.

[4] Miled K., Sab K., Le Roy R. Particle size effect on EPS lightweight concrete compressive strength: Experimental investigation and Modelling. Mechanics of Materials (2007), vol. 39 (3), pp. 222-240.

[5] Le Roy, R., Parant, E., Boulay, C., (2005). Taking into account the inclusions' size in lightweight concrete compressive strength prediction. Cement and Concrete Research 35 (4), 770-775. [6] A.A. Sayadi, J.V. Tapia, T.R. Neitzert, G.C. Clifton, Effects of expanded polystyrene (EPS) particles on fire resistance, thermal conductivity and compressive strength of foamed concrete, Constr. Build. Mater. 112 (2016) 716–724.

[7] Haidar, K. (2002). Modélisation de l'endommagement des structures en béton-Approchesnumériques et effets de la mirostructure sur les propriétés de rupture. PhDthesis, Ecole Centrale de Nantes.

[8]H. Sabeur, M. SAILLIO, J. Vincent, Thermal stability and microstructural changes in 5 years aged cement paste subjected to high temperature plateaus up to 1000°C as studied by thermal analysis and X-ray diffraction, Heat and Mass Transfer,2019, volume 55, Issue 9,pp 2483-2501

SESSION 2: Recyclage et valorisation des déchets et des sous-produits dans le béton

Présidée par Pr. Chafika Djelal (LGCgE-Université d'Artois, France)

Presentation of the project RE-MED: "Apply innovation for the development of circular economy for sustainable construction in the Mediterranean"

Oumaya MARZOUK

CEREMA- Centre for Studies and Expertise on Risks, the Environment, Mobility and Urban Planning- France
E-mail : Oumaya.marzouk@cerema.fr

Abstract

RE-MED arises from the need to reduce the environmental and health impacts due to failures in the management of construction and demolition waste (CDW). The project aims to transfer and experiment technologies enabling these CDW to be transformed into resources for the construction and maintenance of roads.

The project includes the construction of a CDW recycling plant and aims to leverage the societal, environmental and digital transition of Mediterranean territories. A road section integrating the CDW will be built and evaluated to demonstrate the concept. A full work program will be set up and shared on the RE-MED Community collaborative platform. The project will implement structured training, scientific and public dissemination, methodological guides and draft standards, as well as models of efficient economy to integrate the dimension of sustainable development in the road sector. The project also intends to support the Tunisian and Lebanese environment ministries in order to change the regulations to facilitate the use of at least 20% of recycled aggregates in road construction, and thus open up a construction waste market.

Objective *To support the technology transfer to increase the value of construction waste and boost its use in road construction, integrating at least 30% of recycled materials , while transferring and disseminating recycling practices, thus accelerating the development of a new market.*

What will be improved? *Open up a niche in the construction market, environmentally sustainable, by using CDW as an economic value. The project will promote a regulatory evolution establishing the use of recycled CDW in road construction of 20% of the total in the short term and 40% in the long term, as well as the adoption of new standards related to the treatment of CDW and their characteristics, such as the nomenclature of the waste and the standards of the tests.*

The cooperation will enable the promotion of CDW techniques and innovative technologies in the 4 partner countries and produce demonstrations and tools never developed in Tunisia or Lebanon, as well as create cross-border training so that future professionals in the sector can apply these techniques.

Who will benefit?

✓*6 National public authorities: Ministries of equipment, Economy and Finance, Interior, which will be involved in the regulatory evolution process*
✓*3 National Agencies*
✓*50 Road owners and managers*
✓*6 Federations and associations in the road and solid waste sector*
✓*1 Standardization body*
✓*7 Expert networks such engineers' international associations*
✓*5 Technology platforms and research centers*
✓*Construction companies*
✓*Motorway users*

Expected achievements

- 3 Plants of CDW sorting and treatment built
- 1 km of innovative pilot roads built
- 1 RE-MED community online platform set up for knowledge sharing
- 6 training programs implemented
- 6 scientific publications released
- 4 law/decree proposals
- 1 registered patent
- 3 established spin-offs

Contribution to policy-making *The project will greatly contribute to the evolution of public policies in Tunisia and Lebanon for the development of its CDW markets. Nowadays, the construction material storage facilities have reached their limits and do not have the institutional and technological capacities for recycling. RE-MED will support the ministries in drafting laws and regulations as well as new standards, which will thus get closer to EU standards. It is also planned at the end of the project that the Tunisian government imposes on construction companies to work with recycling companies and sets up a subsidy system up to 20% of investments in the collection and recycling of CDW.*

Programme *European Union's ENI CBC Med programme, for education, research, technological development and innovation, under the grant agreement number 28/1682*

Budget *3.1 M€ (90% EU Contribution)*

Duration *30 months (04 September 2020- 03 March 2023)*

Keywords

construction and demolition waste (CDW), circular economy, sustainable construction.

Understanding the current state of practice in the construction and demolition waste sector through the lenses of circular economy: The Italian recycled materials market for concrete and road construction sectors

Konstantinos Mantalovas, Francesco Acuto, Iain Peter Dunn, Laura Inzerillo and Gaetano Di Mino

Dipartimento di Ingegneria, Università degli Studi di Palermo, Palermo 90128, Italy.
E-mail du premier auteur : konstantinos.mantalovas@unipa.it

Abstract

Construction and demolition waste (C&Dw) is mainly produced during the construction, demolition, or renovation activities of civil engineering structures and it accounts for a remarkable amount of the total C&Dw generated, as it is estimated to be around 30%. This proportion differs between countries belonging to different types of economies and tends to be greater in countries with developing economies reaching 74% of total annual production. There is a plethora of applications that C&Dw can be used for under a circular economic model and in this research a focus is being given in the exploitation of C&Dw within the pavement engineering sector, and more specifically, in the utilization of said waste in road earthworks. Circular Economy can act as a steppingstone towards the uptake of C&Dw recycling and exploitation. To understand the state of practice that exists, market and implementation analysis have been conducted in Italy,. The current applications of C&Dw recycling into road projects were analyzed along with the existing regulations, and local producers. The results projected the various challenges faced by the involved stakeholders were mapped along with the barriers that hinder the wide recycling of C&Dw for road engineering projects. Finally, the proposed national action plans are analyzed and the future potential exploitation of C&Dw is put into context. The future of the specific research is going to involve a full scale, on-site implementation of C&Dw in a defined road segment.

Keywords

Circular economy, market analysis, construction and demolition waste, circular economic model, recycling

Substitution du ciment par des cendres volantes de biomasse bois dans des blocs de béton – Application industrielle

Laurent Libessart[(1)], Jonathan Page[(1)], Chafika Djelal[(1)], Bruno Biallais[(2)]

[(1)] Univ. Artois, ULR 4515 - LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, F-62400 Béthune, France ;
[(2)] Biallais industries, Rue du Général de Gaulle, Rebecques, 62 120 St Augustin, France ;
E-mail du premier auteur : laurent.libessart@univ-artois.fr

Résumé

L'alimentation du réseau de chaleur par les chaudières biomasse bois est une alternative intéressante pour la production de chaleur et d'eau chaude sanitaire en France. Cependant, ces chaudières produisent des quantités importantes de cendre, ce qui engendre un déchet considérable et difficile à gérer. Bien qu'une valorisation agricole par épandage soit possible, celle-ci reste marginale du fait des difficultés liées aux réglementations. Une voie de valorisation intéressante est leur utilisation dans des matériaux de construction. Le projet ADEME Graine BIMGC « Valorisation des cendres de chaudière Biomasse dans l'élaboration de matériaux Composites pour le Génie Civil » a montré la faisabilité d'utiliser des cendres volantes (CVB) en substitution du ciment pour la fabrication de blocs de béton creux B60 (50 x 20 x 20 cm) à démoulage immédiat avec des propriétés conformes aux normes en vigueur (NF EN 771-3/CN). Le critère prépondérant à prendre en compte pour ce produit est la résistance caractéristique minimale à la compression de 6 MPa à 7 jours. La demande en eau de ces cendres est importante (22%) du fait de leur surface spécifique élevée (6290 cm^2/g). Elles ne présentent pas d'effet pouzzolanique, ni d'effet d'hydraulicité latente mais elles possèdent une forte teneur en CaO. Au vu de leurs propriétés et des résultats obtenus lors de l'étude de faisabilité sur les mortiers menés en laboratoire, il a été décidé de limiter les taux de substitution du ciment à un taux de 25% sans correction d'eau. Une étude sur blocs de béton creux a été réalisée directement en production industrielle à des taux de substitution de 10% et 20% de CVB. La comparaison entre les blocs témoins et les blocs CVB montrent que la substitution du ciment par les cendres induit une perte de résistance en compression respectivement de 7,6% pour une substitution de 10% et de 16,6% pour une substitution de 20%.

Mots clés
Biomasse bois, cendre volante, substitution, blocs de béton, vibrocompactage, chaîne industrielle.

1. Introduction

Cette étude entre dans le cadre du projet ADEME GRAINE « Valorisation des cendres de chaudière BIomasse dans l'élaboration de Matériaux composites pour le Génie Civil - BIMGC ». L'idée forte de ce projet est de permettre la fabrication de blocs de béton dont une partie de ciment a été substituée par des cendres volantes de biomasse. En effet, l'Union européenne s'est fixée l'objectif de satisfaire 32% de sa consommation finale d'énergie par les énergies renouvelables à l'horizon 2030. Cette ambition se traduit par une cible de 23% pour la France déclinée par filière : chaleur (géothermie, biomasse, solaire, pompe à chaleur, part renouvelable des déchets) à 33%, électricité à 27% et transports à 10,5%. Le développement de la filière biomasse entraîne donc de plus en plus de production de cendres [1, 2]. La Société DALKIA, Bois Energie France, possède 450 chaudières biomasse en France. Ces chaudières produisent de la chaleur (chauffage et eau chaude sanitaire) à partir de la combustion de bois de palettes non traitées ou de broyat avec pour conséquence directe une production d'environ 50 000 tonnes de cendres. Après la combustion du bois, deux types de cendres sont formés, les cendres sous-foyers (90%) et les cendres volantes 10%). La filière agricole est actuellement la principale voie de valorisation [3]. Mais les coûts de stockage ou les frais d'épandage conduisent à trouver d'autres voies pour valoriser ces sous-produits [4, 5]. La filière BTP serait une possibilité pour valoriser ces sous-produits [6-11]. L'étude se base sur la norme NF EN 450 qui se rapporte aux cendres volantes de charbon issues des centrales thermoélectriques [4]. Afin

de déterminer le taux optimal de substitution pour la phase sur blocs de béton, des formulations de mortiers ont été étudiées aux états frais et durci à des taux de 0 à 50% de substitution de ciment par les cendres volantes de biomasse (CVB) [12]. Au vu des résultats des taux de substitution ont été retenus pour l'élaboration de blocs de béton B60. La formulation de ce type de béton pour du bloc vibrocompacté [13] est très différente de celle d'un béton coulé en place. Elle se fait en conformité avec la norme NF EN 771-3 CN. Dans notre cas, les blocs doivent atteindre une résistance en compression plus de 6 MPa à 7 jours.

2. Caractérisation de mortiers à base de cendres volantes de biomasse

2.1. Propriétés minéralogiques et physiques des cendres volantes de biomasse (CVB)

Dans un premier temps, il est intéressant de savoir si les CVB ont un effet pouzzolanique selon la norme ASTM C618 c'est-à-dire que la somme des oxydes %SiO_2 +% Al_2O_3+% Fe_2O_3 doit être supérieure à 70%. En effet, la consommation de la portlandite augmentent les résistances mécaniques à long terme des bétons, améliorant de fait leurs résistances aux attaques chimiques et donc leur durabilité. Les mesures minéralogiques ont été déterminées par mesures DRX sur les CVB et elles ont montré que la somme des oxydes %SiO_2 +% Al_2O_3+% Fe_2O_3 est égale à 21,6% [14]. Par conséquent, les cendres de volantes de biomasse ne présentent pas de propriétés pouzzolaniques. La part plus importante de CaO (43%) pourrait leur conférer toutefois une activité d'hydraulicité latente.

Puis, les CVB ont été caractérisées sur leur propriétés physiques. La courbe granulométrique, la masse volumique absolue et la surface spécifique Blaine (cm²/g) ont été déterminées. La masse volumique absolue mesurée après trois essais est de 2,54±0,13 g/cm^3. Cette valeur est proche de celle des cendres volantes de charbon (2,6 g/cm^3) [4]. La surface spécifique Blaine est de 6290±76 cm²/g. Elle est deux fois plus grande que celle du ciment (3000 cm²/g). Les courbes granulométriques mesurées par granulométrie laser. Les CVB ont une granulométrie proche du ciment.

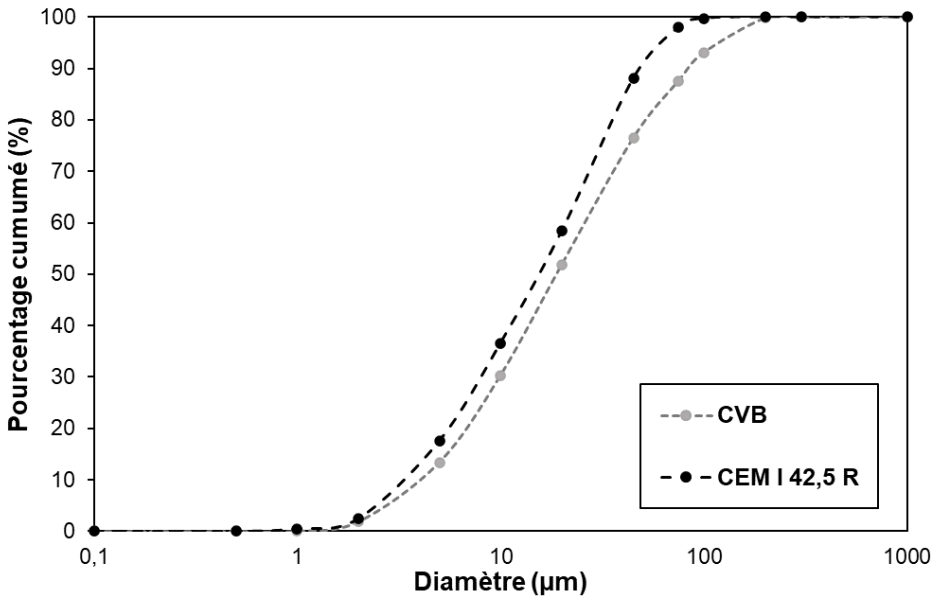


Fig. 1 : Courbes granulométriques du Ciment CEMI 42.5 et des Cendres Volantes de Biomasse

2.2. Etudes préliminaires sur mortiers à base de cendres volantes de biomasse

Avant l'étude sur mortiers, il est nécessaire d'évaluer la demande en eau des cendres. La consistance normalisée (EN 193-3) d'une pâte à base ciment et de CVB a été mesurée avec l'appareil Vicat. Les mélanges sur pâte ont été faits par substitution du ciment par les CVB à des taux de 0 à 100%. Au vu des résultats, la demande en eau prise en compte est de 22,1 % pour les différents taux de substitution sur mortiers. Pour compléter cette étude, des formulations de mortiers à base de cendres volantes ont été élaborées avec des substitutions de CVB de 0 à 50 % afin d'étudier l'effet de la demande en eau sur l'ouvrabilité et les résistances mécaniques (Tableau 1). En effet, il n'est pas conseillé d'ajouter trop d'eau en plus de l'eau efficace dans les formulations à base de ciment, car les résistances mécaniques auraient tendance à trop diminuer.

Les formulations sont basées sur la norme NF EN 196-1. Pour cette étude, la formulation de référence (MR) correspond à un mortier dont la formulation est calquée sur celle d'un mortier de référence (mortier normalisé), MCxx correspond aux formulations à base de cendres avec le pourcentage de substitution de CVB appliqué par rapport au ciment.

Tableau 1 : Formulation de base utilisée pour les blocs de bétons creux

Référence	MR	MC10	MC20	MC30	MC40	MC50
Taux de CVB (%)	0	10	20	30	40	50
Sable CEN (g)	1350	1350	1350	1350	1350	1350
Ciment 42.5 (g)	450	405	360	315	270	225
CVB (g)	0	45	90	135	180	225
Eau efficace (g)	225	225	225	225	225	225
Eau additionnelle (g)	0	9.94	19.89	29.83	39.78	49.72
Eau totale (g)	225	234.94	244.89	254.83	264.78	274.72
E_{tot}/L	0.5	0.52	0.54	0.57	0.59	0.61

Les résistances à la compression sont réalisées sur des éprouvettes prismatiques 4×4×16 cm issues du test en flexion ont été soumises en compression d'après la norme EN 196-1 à l'aide d'une presse hydraulique (250kN). La contrainte de rupture en compression de chaque formulation est obtenue en effectuant la moyenne des contraintes obtenues par les six demi-prismes. Elle est mesurée à 7 jours, 28 jours et 90 jours.

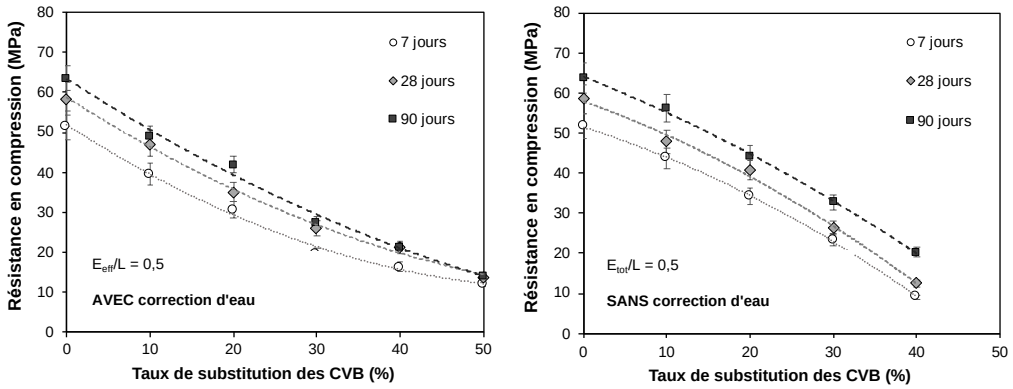


Fig. 2 : Évolution résistance à la compression sans (a) et avec corrections d'eau (b)

Les figures 2 (a) et (b) montrent une augmentation cohérente de la résistance avec le temps de cure, la correction d'eau permet d'aller vers des taux de substitution plus élevés (40% et 50%). L'ajout d'eau dans les formulations corrigée fait baisser les résistances à la compression. De plus, la cinétique

d'évolution des résistances est différente avec ou sans la correction d'eau, en effet, la correction d'eau semble néfaste pour les faibles taux de substitution (10% et 20%). L'augmentation des résistances entre 28 et 90 jours n'est pas très importante.

Au vu de ces résultats, les conclusions sont pour la phase sur blocs de béton de :

- Limiter le taux de substitution à 25%,
- Ne pas corriger la quantité d'eau.

En effet, pour des taux inférieurs à 25%, l'absorption des CVB n'influence pas trop l'ouvrabilité mais est préjudiciable pour les résistances mécaniques

3. Etude de formulation des bétons

3.1. Mise en forme au laboratoire

La formulation de base des bétons pour la formulation de blocs creux (ou parpaings) B60 est donnée dans le tableau 2.

Tableau 2 : Formulation de base utilisée pour les blocs de bétons creux

Matériaux	Quantité (en kg) pour une gâchée de béton
Gravillons calcaires 4/6	750
Gravillons calcaire 2/4	400
Sable alluvionnaire 0/4	350
Ciment CEM I 42.5 R	150
Teneur en eau (%)	5

L'intérêt ici est d'obtenir une masse volumique d'éprouvette se rapprochant le plus possible de celles des blocs de bétons creux B60 fabriqués par Biallais Industrie, afin d'avoir des éléments de comparaison. Le volume d'un bloc de béton creux étant de 8,48L pour une masse de blocs comprise moyenne de 18 kg (entre 17,5 et 18,5 kg), il faut donc atteindre ici une masse volumique de moyenne de 2,12 kg/L. Les moules utilisés pour la fabrication des éprouvettes sont de diamètre intérieur 100 mm pour une hauteur de 200 mm et représentent donc un volume de 1,57L.

L'étude de faisabilité sur mortier permet ainsi de créer deux formulations à des taux de substitution de 10% (S10) et 20% (S20). La quantité d'eau n'est pas modifiée.

Les quantités introduites de chaque matériau (d'après la formulation utilisée par l'industriel Biallais) sont donc les suivantes (Tableau 3).

Tableau 3 : Quantités introduites en matériaux pour la fabrication de 4 éprouvettes selon la formulation des blocs de bétons creux B60

	Taux de substitution		
	0%	10%	20%
Gravillons calcaires 4/6 (g)	7068	7068	7068
Gravillons calcaire 2/4 (g)	3770	3770	3770
Sable alluvionnaire 0/4 (g)	3298	3298	3298
Ciment CEM I 42.5 R (g)	1414	1275	1131
Teneur en eau (%)	5	5	5
Cendres volantes (CVB) (g)	0	141	282

Le processus de malaxage est décrit à la figure 3. Le sable et les gravillons sont d'abord introduits dans l'appareil puis malaxé pour une durée de 2 minutes. Le ciment est alors ajouté et le mélange est malaxé durant 1 minute. Au bout de ce laps de temps, 600g d'eau sont incorporés au mélange pendant environ 30 secondes puis l'ensemble est malaxé durant 3 minutes. A la fin de cette étape, 500g du mélange est prélevé pour déterminer la teneur en eau du mélange. La méthode consiste à chauffer le mélange dans une poêle jusqu'à stabilisation de la masse, étape qui dure environ 10 minutes. Ensuite, de l'eau est ajoutée au mélange afin d'avoir une teneur finale de 5% puis le mélange est malaxé pour 1 minute supplémentaire. Le béton est alors prêt à être utilisé pour la fabrication d'éprouvette par vibro-compactage.

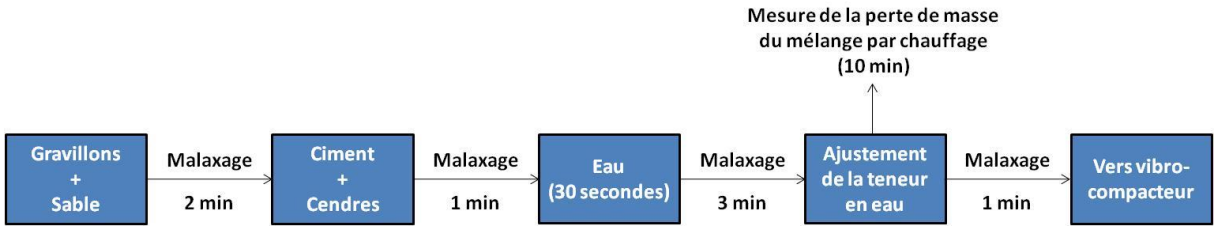


Fig. 3 : Processus de malaxage utilisé pour la fabrication du béton

3.2. Fabrication des éprouvettes par vibro-compactage

Le vibro-compacteur utilisé a été développé par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) [13]. Une masse totale de 3,330 kg de mélange béton est introduite au fur et à mesure à l'aide d'une main écope à fond plat dans le moule en PVC cylindrique via l'ouverture supérieure du contre-moule, dans laquelle on vient ensuite appliquer un piston en téflon avant la vibro-compaction (Figure 4). La vibro-compression est alors réalisée à l'aide d'une vibration dans le plan horizontal et d'une force verticale axiale croissante appliquée sur toute la section de l'éprouvette à l'aide d'un plateau supérieur (vérin pneumatique) venant se plaquer sur le piston préalablement installé. Pour cette étude, un temps de vibration de 10s et une force de compression de 2kN ont été retenus.



Fig. 4 : Dispositif de vibrocompactage (gauche) - Eprouvettes réalisées (droite) [13]

Le principal objectif est de suivre l'évolution de la résistance à la compression d'éprouvettes béton cylindriques – de formulation identique à celle utilisée par Biallais Industries pour la production de blocs de bétons creux B60 – sur différents temps de cure à l'air libre (7, 14, 28 et 91 jours). Les résultats obtenus sur des éprouvettes cylindriques fabriquées en laboratoire seront comparés à ceux de blocs de béton creux B60 produits à l'échelle industrielle. Les éprouvettes fabriquées sont de diamètre d = 94mm et de hauteur moyenne h = 200mm. Les éprouvettes sont pesées afin de déterminer leur masse fraîche (à 0 jours). Elles sont ensuite stockées durant 48h à une température T = 19 ± 0,5°C et une humidité relative HR = 50 ± 5% avant leur démoulage, puis entreposées sous abri à l'extérieur jusqu'aux essais de compression à 7 jours pour se rapprocher des conditions de stockage de Biallais Industries. Après les 7 jours de stockage, les éprouvettes sont pesées une nouvelle fois afin d'obtenir une masse finale puis sont soumises à des essais en compression, à l'aide d'une presse hydraulique (232 kN).

La figure 5 présente les résultats des résistances caractéristiques obtenus à 7, 28 et 90 jours sur les éprouvettes vibrocompactées en laboratoire. Pour rappel, les blocs de béton B60 de Biallais Industries doivent avoir une résistance à la compression supérieure à 6 MPa à 7 jours. Pour la substitution, les résistances baissent en fonction du taux appliqué.

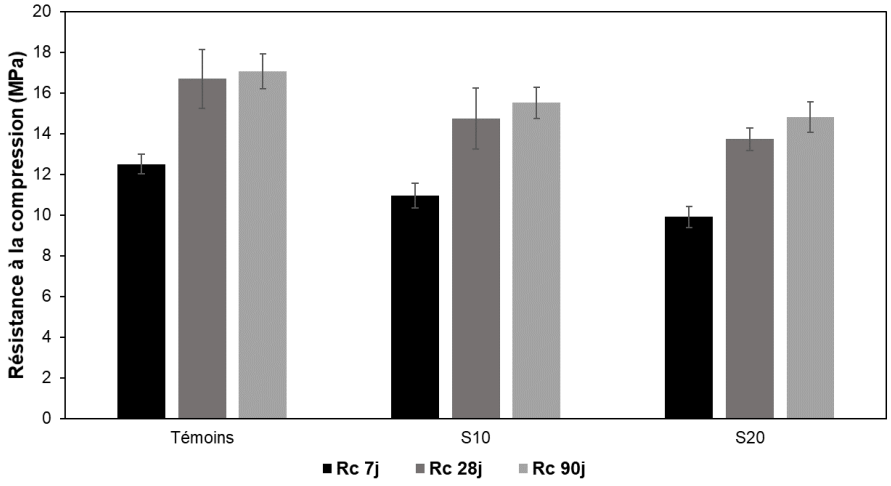


Fig. 5 : Résistance à la compression des éprouvettes vibrocompactées en laboratoire

Au vu des résultats, les résistances sont nettement supérieures à 6MPa à 7 jours comme demandé par le fabricant de blocs. Il est évident que la forme du produit finie à une influence sur sa résistance, le bloc en béton creux est composé d'alvéoles comparés à nos éprouvettes cylindriques.

Pour la suite de l'étude, il est donc nécessaire de réaliser les essais en industrie afin de valider les résultats obtenus en laboratoire et le pourcentage de substitution à retenir.

3.3. Mise en forme sur une chaîne industrielle

La production des blocs de bétons est entièrement automatisée. Les différents matériaux nécessaires à la formulation des bétons (gravillons, sable et ciment) sont acheminés via des trémies équipées de pesons, ce qui permet de délivrer la quantité nécessaire de chaque matériau dans le malaxeur. Un panneau de contrôle permet d'introduire les quantités désirées de chaque matériau. Le mélange est effectué à sec (sans rajout d'eau) dans un premier temps afin d'homogénéiser l'ensemble. En effet, les différents matériaux étant stockés à l'extérieur des bâtiments, ils possèdent déjà une teneur en eau initiale. A la fin de cette première étape de malaxage, une partie du mélange présent dans le malaxeur est prélevé par un opérateur afin de déterminer la teneur en eau du mélange. La teneur finale en eau devant être de 5 %, il est donc nécessaire de rajouter (dans la plupart des cas) un complément d'eau afin d'atteindre cette valeur. Une fois l'ajout d'eau terminé (à l'aide d'une pompe automatisée), le malaxage reprend, le temps d'homogénéiser la pâte (30 secondes sont nécessaires et suffisantes pour le béton témoin). Les différentes étapes du malaxage peuvent alors être schématisées comme suit :

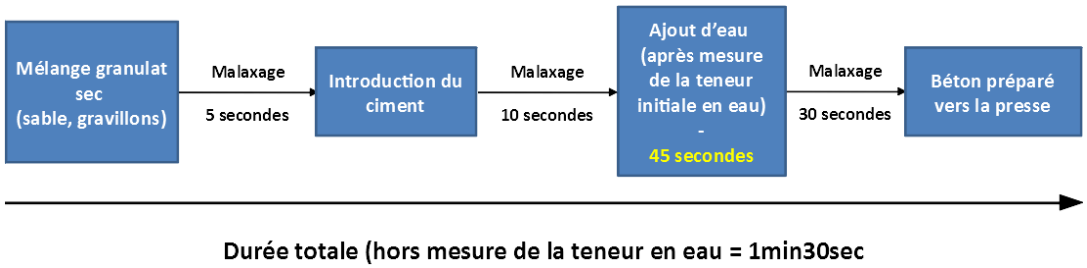


Fig. 6 : Processus de malaxage utilisé pour la fabrication du béton

La composition des blocs de bétons creux B60 avec substitution partielle du ciment par des cendres est donnée dans le tableau 4 ci-dessous par gâchée de béton.

Tableau 4 : Formulation utilisée pour les blocs de bétons creux B60 avec substitution partielle du ciment par des cendres

	Taux de substitution	
	10%	20%
Gravillons calcaires 4/6 (kg)	750	750
Gravillons calcaire 2/4 (kg)	400	400
Sable alluvionnaire 0/4 (kg)	350	350
Ciment CEM I 42.5 R (kg)	135	120
Teneur en eau (%)	5	5
Cendres volantes (CVB) (kg)	15	30

Les cendres sont ajoutées au mélange sec sans traitement préalable, la procédure de malaxage est :

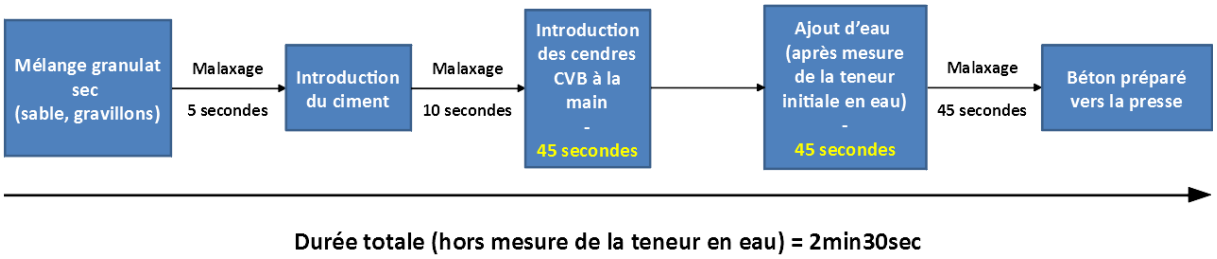


Fig. 7 : Processus de malaxage utilisé pour la fabrication du béton

Un temps de malaxage de 45 secondes après ajout d'eau a été choisi à la suite de l'ajout des cendres pour permettre une hydratation homogène et complète du mélange (Figure 7).

La pesée s'effectue sur la 5e plaque qui sort de la presse pour être dans le milieu de la production. Les blocs n°1, 2, 4, et 5 ont été utilisés pour la détermination de la masse volumique du béton mise en forme (Figure 8). Un bloc de béton doit peser environ 17,5 kg pour pouvoir répondre aux exigences de fabrication.

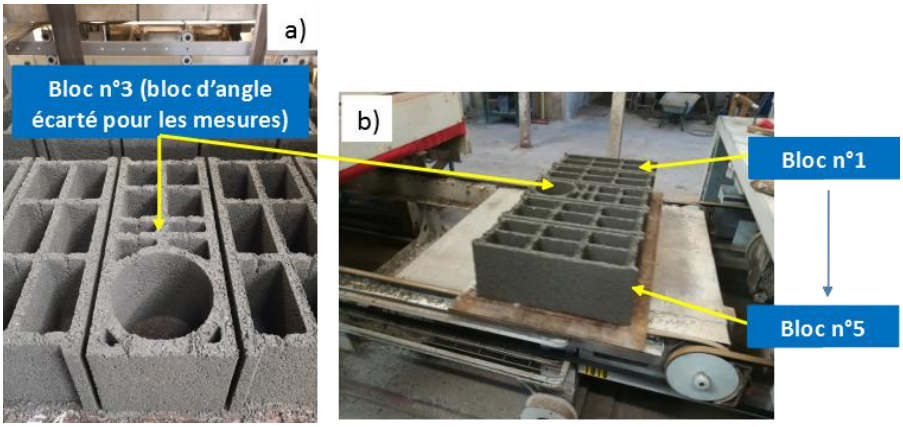


Fig. 8 : Disposition des blocs sur la plaque, numérotés de 1 à 5

Les essais de compression sur les blocs de bétons creux B60 sont réalisés à l'aide d'une presse hydraulique à bloc, après surfaçage.

Les essais de compression ont été réalisés à 7, 28 et 98 jours après fabrication sur un total de 12 blocs par production, permettant d'obtenir un résultat très moyenné des valeurs de résistance à la compression alors déterminées (Figure 9). Le train pointillé en rouge représente le seuil de résistance de 6 MPA à atteindre à 7jours.

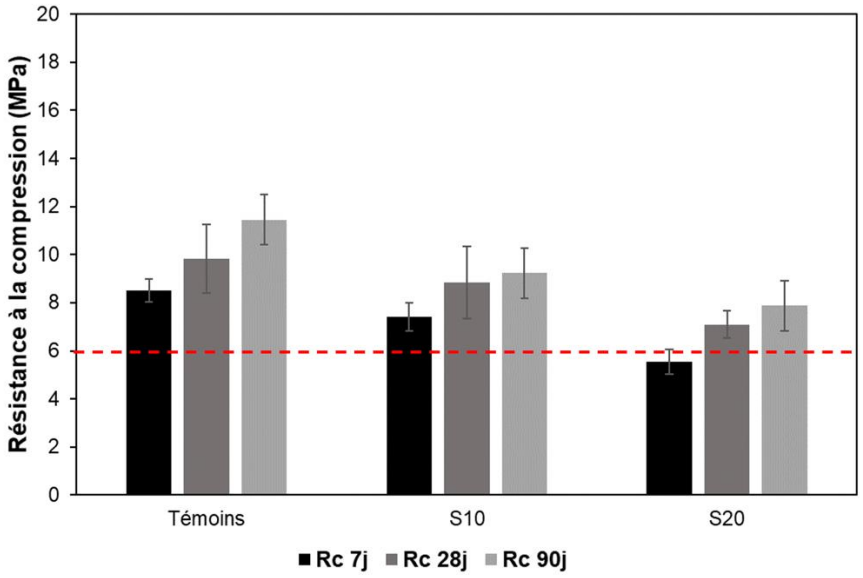


Fig. 9 : Résistance à la compression des éprouvettes vibrocompactées en industrie

La comparaison entre les blocs témoins et les blocs avec CVB montrent que la substitution du ciment par les cendres induit une perte de résistance en compression respectivement de 7,6% pour une substitution de 10% et de 16,6% pour une substitution de 20%. La réactivité hydraulicité latent de ces cendres, si elle a lieu, n'est pas encore assez efficace à 98 jours pour compenser les pertes mécaniques des blocs.

5. Conclusions

Cette étude a montré que la substitution du ciment par des cendres volantes de biomasse a permis de mettre en œuvre des blocs de béton sur une chaîne industrielle. Les essais de compression réalisés montrent que quel que soit l'âge à la rupture (7, 28 ou 98 jours), les valeurs moyennes des résistances à la compression affichées par les blocs témoins sont toujours supérieures à celles affichées par les blocs contenant des cendres (addition, substitution, ou mix des deux). Ces résultats mettent en avant que l'introduction de cendres dans le mélange béton entraine donc une baisse des performances mécaniques des blocs lors d'une substitution. La substitution de 20% présente les résultats les moins performants, avec une valeur moyenne de résistances à la compression inférieure à 6 MPa à 7 jours.

La croissance de la résistance à la compression des blocs en fonction de l'âge à la rupture pour les différentes productions est cohérente. A 28 jours, les valeurs moyennes des résistances à la compression sont supérieures ou très proches de celles obtenus pour les blocs témoins à 7 jours, excepté pour la substitution à 20%, ce qui permettrait d'envisager leur commercialisation à 28 jours. Les résultats obtenus à 28 jours semblent plus favorables en vue d'une commercialisation des blocs réalisés en addition de cendres, mais une substitution de 10% du ciment par des cendres permet d'obtenir également des résultats qui restent tout à fait acceptables. Cependant, un délai de livraison à 28 jours ou 90 jours n'est pas imaginable pour la commercialisation des blocs, cela suggèrerait de trop longues périodes d'attentes avant commercialisation.

Par ailleurs, aucune difficulté n'a été relevée tout au long du procédé de fabrication des blocs contenant des cendres. Le temps de malaxage a été rallongé d'une minute par rapport à la formulation ne contenant pas de cendre afin d'obtenir une bonne homogénéité du mélange, sans toutefois modifier la quantité d'eau à introduire. Aucune complication technique particulière n'a été rencontrée lors de

la fabrication des blocs par la presse industrielle. Les blocs ainsi formés n'attachent pas au moule et présentent une bonne tenue au sortir de la presse. La couleur des blocs reste également inchangée par rapport à un bloc témoin.

6. Remerciements

Les auteurs souhaiteraient tout d'abord remercier l'ADEME pour leur soutien financier dans le cadre du projet Graine BIMGC. Les auteurs sont également reconnaissants auprès de Dalkia et Biallais Industries pour leur support tout au long de ce projet.

Références bibliographiques

[1] Bouvot-Mauduit S., « Etude de valorisation des cendres de chaufferies bois », ADEME, novembre 2001

[2] PREDIS Nord-Pas-de-Calais : Guides techniques régionaux relatifs à la valorisation des déchets et des co-produits industriels

[3] Godbout S., Palacios J., Brassard P., « Avenues pour la valorisation des cendres de combustion de la biomasse agricole », Canada, 2012

[4] Rossi P., Gavois L., Raoil G., « Utilisation des sous-produits industriels – Les cendres volantes - Des possibilités d'emploi très diversifiées », Techniques de l'ingénieur, 2010

[5] Petipain M., Economie circulaire : Projet valorisation croisée de co-produits industriels, 364.E, Etudes et Recherches, CERIB, 2016

[6] Ayrinhac F., « Valorisation des cendres volantes de chaudière à lit fluidisé circulant dans la filière du génie civil », Thèse de doctorat de l'INSA de Toulouse, 2005

[7] Lessard J.-M., Omran A., Tagnit-Hamou A., Gagne R., 2017; Plant biomass ashes in cement- based building materials. Feasibility as eco-efficient structural mortars and grouts, Constr. Build. Mater. vol. 132, 565-577.

[8] Davidenko T., "Hydratation d'un système cimentaire binaire contenant des cendres volantes de biomasse", Thèse de doctorat de l'Université de Sherbrooke, Canada, 2015.

[9] Carevic I., Serdar M., Stirmer N., Ukrainczyk, 2019; Preliminary screening of wood biomass ashes for partial resources replacements in cementitious materials. J. Clean. Prod., vol. 229, 1045‑1064

[10] Salvo M., Rizzo S., Caldirola M., Novajran G., Canonico F., Bianchi M., Ferraris M., 2015; Biomass ash as supplementary cementitious material (SCM). Adv. Appl. Ceram. vol. 114, 3-10.

[11] Rocio N., Gonzales-Kunz R.N., Pineda P., Bras A., Morillas L., 2017; Plant biomass ashes in cement-based building materials. Feasibility as eco-efficient structural mortars and grouts. Sustain. Cities Soc. vol. 31, 151–172.

[12] Page J., Libessart L., Djelal C., Gonon M., Laiymani I., "Feasibility of Using Biomass Fly Ash in Cementitious Materials", 1st International Conference on Smart Materials for Sustainable Construction, SMASCO 2019, 10-12 December 2019, Luléa, Sweden.

[13] Ndong Engone J-G, Vanhove Y., Djelal C., Kada H., 2018; Optimizing mortar extrusion using poplar wood sawdust for masonry building block. Int. J. Adv. Manuf. Technol., vol. 95, 9-12.

[14] Page J., Libessart L., Djelal C., Gonon M., "Use of biomass y ash in cementitious materials", Advanced Materials for Sustainable Infrastructure Development, Gordon Research Conference, pp.23-28, February 2020, Ventura, USA.

Contribution à l'étude de l'impact de l'environnement vis à vis des éco-bétons à base de margine et de grignon à l'état brut

Ibtissem Khemiri[(1)], Rakia S'habou[(1,2)] et Ali Ellouze[(3)]

[(1)] Institut Supérieur des Technologies de l'Environnement de l'Urbanisme et du Bâtiment, 2 Rue de l'Artisanat-Charguia II 2035 Tunis, Université de Carthage, Tunis, Tunisie,
[(2)] Laboratoire Eau, Energie et Environnement (L3E), Ecole Nationale d'Ingénieurs de Sfax (ENIS), Université de Sfax, Tunisie,
[(3)] Laboratoire de Génie Civil (LGC) LR03ES05, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis (ENIT), Université de Tunis El Manar, Tunis, Tunisie,
E-mail du premier auteur: khemiri1996ibtissem@gmail.com

Résumé

La Tunisie se heurte à des problèmes d'ordre environnemental liés à la gestion des déchets issus des industries de transformation en général, et particulièrement l'industrie d'huile d'olive qui génère de grandes quantités de sous-produits : grignon et margine.
Dans ce contexte, l'incorporation de ces déchets, à l'état brut, dans la matrice cimentaire, permet en premier lieu de relever le défi de leur élimination et de résoudre le problème environnemental, et en second lieu nous permet d'obtenir un béton écologique, durable et performant.
Toutefois il convient de s'assurer qu'il n'impacte pas négativement l'environnement en service ou fin de vie en libérant des substances polluantes. C'est la raison pour laquelle une méthodologie d'évaluation du comportement en lixiviation, basée sur des tests de laboratoire, est mise en place sur nos bétons à base de margine et de grignons.
Deux tests différents de lixiviation ont été réalisés, l'un est réalisé avec l'eau acide pour simuler l'effet des pluies acides, et l'autre s'effectue avec l'eau déminéralisée permettant d'évaluer le relargage des éco-bétons dans l'environnement. Ces tests montrent que la lixiviation des bétons dépend de la composition du ciment, mais également de celle de la solution lixiviante (pH), de plus la dégradation des grignons augmente considérablement lorsque le milieu s'acidifie.

Mots clés
Margine, Grignon, Eco-béton, Lixiviation.

1. Introduction

Les margines et les grignons sont des déchets industriels issus du processus de trituration des olives en tant que sous-produits. Jusqu'à présent, ces déchets constituent un grand problème à résoudre dans ce secteur à cause des grandes quantités générées et leur potentiel de pollution très élevé.

La valorisation de ces déchets dans le domaine des matériaux de construction pour la fabrication d'un béton écologique, par substitutions des granulats minéraux non renouvelables et/ou adjuvant, offre une alternative prometteuse pour relever le défi de leur élimination et résoudre le problème environnemental. Toutefois, l'évaluation des risques lors de la mise en décharge de ces matériaux ou lors de leur fin de vie n'ont pas été étudiés jusqu'à présent.

Cette étude traite les interactions entre les éco-bétons élaborés et l'environnement. Ainsi, l'évaluation du comportement de plusieurs composites à base de margine et de grignon face à la lixiviation, basée sur des tests de laboratoire, a été développée.

Deux tests différents de lixiviation ont été mis en place. Le premier est réalisé avec l'eau déminéralisée pour évaluer le relargage des éco-bétons dans l'environnement, et voir le potentiel polluant des déchets intégrés sous des conditions naturelles, et le deuxième s'effectue avec l'eau acide pour simuler l'effet des pluies acides.

2. Matériels et méthodes

2.1. Caractérisation des matériaux utilisés

Les matériaux utilisés dans cette étude sont constitués de :

2.1.1. Le ciment : Le ciment utilisé est de type CEM I 42,5 R, obtenu par voie sèche et provient de la cimenterie de Jbel El Ouest, livré dans un sac de 50 kg. Cette cimenterie est certifiée ISO 9001.

2.1.2. Les granulats : Le sable utilisé lors de cette étude présente une masse volumique apparente de 1,57 g /cm^3 et une masse volumique absolue de 2,5 g/cm^3. L'analyse granulométrique (NFP 18-540) est réalisée manuellement. Il s'agit d'un sable siliceux 0-2,5 mm. Son module de finesse est égal à 2,49. Le coefficient d'uniformité (ou coefficient de Hazen) C_u est égal 2,95, ce qui signifie que la granulométrie est étalée. Le coefficient de courbure C_C est égal 1,89, montrant que le matériau est bien gradué. L'équivalent de sable est égal à 88%. Par conséquent, il est considéré préférentiel.

Le gravier utilisé provient de carrière Jbel Ressas. Il se caractérise par une granulométrie qui varie entre 4-16 mm. La masse volumique absolue est de 2,63 g/cm^3.

2.1.3. L'eau de gâchage : L'eau utilisée est l'eau potable provenant du gouvernorat d'Ariana, exempte de toute impureté pouvant nuire à la qualité du béton.

2.2. Caractérisation des sous-produits de l'industrie oléicole

Les déchets de grignons et margines utilisés lors de cette étude proviennent d'une huilerie à système classique dans la région de Sfax, pôle oléicole en Tunisie.

2.2.1. Les margines : elles ont été raclées et filtrées au préalable à travers un tamis de diamètre 0,08 mm pour éliminer la matière grasse huileuse et les corps solides, respectivement. Elles sont utilisées dans cette étude comme étant un adjuvant.

2.2.2. Les grignons : ils ont été séchés à l'air libre et broyés à une granulométrie qui varie entre 2,5 mm et 20 mm. Ils sont utilisés comme matière première renouvelable en substitution des granulats minéraux non renouvelables.

Les caractéristiques de ces deux sous-produits sont rassemblées dans le tableau1.

Tableau 1 : Caractérisation analytique des grignons et margines

Paramètre	*Margine*	*Grignons*
Ph	*4,78*	*5,93*
Densité	*1,02*	*1,19*
Conductivité électrique (mS/cm)	*22.7*	*1.595*
SDT (g/l)	*27.25*	*0,792*
Extrait sec (g/l)	*77.4*	-
DCO (mgO_2/l)	*104000*	*35000*

2.3. Elaboration des éco-bétons

Les éco-bétons étudiés sont fabriqués par un mélange de granulats de grignons (par substitution partielle en volume du gravier) avec du ciment Portland, l'eau du réseau, du sable et du gravier. Les margines ont été ajoutées en tant qu'adjuvant et les dosages sont donnés en masse sèche. Le rapport E/C est maintenu constant et égal à 0,57.

La résistance à la compression varie entre 13,35 MPa et 24,94 MPa contre 27,75 Mpa pour le béton témoin et pour la résistance à la flexion, on a une variation de 2,6 MPa à 4,2 MPa et 5 MPa pour le béton témoin.

Les différentes combinaisons sont représentées dans le tableau 2.

Tableau 2 : Proportions des ajouts en grignons et margines dans les éco-bétons élaborés

	C_0	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5	C_6	C_7	C_8	C_9
Margines (%)	*0*	*0,15*	*0,40*	*0,15*	*0,4*	*0,4*	*0*	*0,2*	*0,3*	*0,28*
Grignons (%)	*0*	*1*	*1*	*4*	*4*	*0*	*4*	*3*	*1*	*2,5*

2.4. Méthodes expérimentales

Actuellement les essais de lixiviation constituent les approches les plus utilisées pour évaluer le potentiel polluant des matériaux. Dans cette étude, on s'intéresse à évaluer la pollution de ce nouveau béton par l'intermédiaire de l'essai de lixiviation en batch selon la norme expérimentale AFNOR X 31-210 (Normalisation Française-Essai de lixiviation-1993). Ainsi, chaque échantillon de béton est broyé afin d'avoir 95% des morceaux ayant une granulométrie inférieure à 5 mm contre 1mm dans la norme (nous avons élevé le seuil de dimension du broyage pour éviter de trop casser les granulats surtout organiques). Puis une quantité de 75 g d'échantillon est mise en contact avec 750 ml de la solution lixiviante dans un bécher en verre de 1 litre, soit un rapport liquide/solide de 10L/kg. Le bécher est couvert et mis sous agitation pendant 24 heures avec une fréquence d'agitation normalisée. Finalement, le lixiviat est filtré à travers une membrane de 45 µm. Le résidu solide est éliminé et le lixiviat est récupéré et analysé.

Dans ce travail, on a utilisé deux solutions lixiviantes (tableau 3): la première est l'eau déminéralisée pour simuler les conditions normales (pluie, contact en eau …) et la deuxième est l'eau acide pour simuler le milieu fortement agressif (pluie acide …).

L'eau lixiviante acide est préparée avec de l'acide sulfurique concentré.

Tableau 3 : Caractéristiques des eaux de lixiviations

	pH	*Conductivité éléctrique (µs/cm)*
Eau distillée (LE0)	*6,85*	*18*
Eau acide (LA0)	*2,1*	*730*

2.5. Caractérisation analytique

La caractérisation physico-chimique porte essentiellement sur l'étude des paramètres suivants: L'acidité (pH), la conductivité électrique (CE), les solides dissous totaux (SDT) et la demande chimique en oxygène (DCO).

Pour mesurer la CE, le pH et SDT, nous avons utilisé un combined meter de type milwaukee.

La demande chimique en oxygène (DCO) est la quantité d'oxygène, exprimée en milligrammes, qui est consommée par les matières oxydables dans les conditions de l'essai contenues dans 1 litre d'eau.

Pour la mesure de la DCO, il suffit d'ajouter 2 ml d'échantillon convenablement dilué qu'on mettra dans un tube contenant 3ml de la solution oxydante. L'ensemble est mis dans le réacteur DCO à

150°C pendant deux heures, puis analysée moyennant un spectrophotomètre Lovibond (LR, MR conforme à ISO 15705:2002). Le résultat est exprimé en mgO_2/ml.

3. Résultats et discussions

Le relargage est principalement contrôlé par la solubilité ou la disponibilité, deux processus chimiques de base.

3.1. Interaction des éco-composites avec l'eau durant leur hydration et leur période de cure

Durant la phase de son hydratation au jeune âge, et son durcissement dans l'eau naturelle, nous avons noté deux réactions entre le béton et son environnement immédiat, traduites par:

- Une modification de la coloration vers une couleur marron plus foncé pour l'eau contenant les éprouvettes relatives aux éco-bétons comparée à celle du béton témoin;
- Un dégagement d'odeur rappelant celle du savon au niveau des eaux contenant les éco-bétons.

Ainsi, un pré-lessivage des éprouvettes s'est effectué au contact de milieux fluides (l'eau de robinet) et qui s'est probablement accompagné d'une réaction de saponification. En effet, les huiles résiduelles contenues dans les margines et même dans les grignons réagissent chimiquement avec l'hydroxyde de calcium contenu dans le béton frais pour donner des stéarates de calcium selon une réaction de saponification (Libessart, 2006) (HORGNIES, 2014) .

3.2. Capacité tampon des éco-bétons

La lixiviation des bétons correspond à un lessivage des hydrates de la pâte de ciment au contact de milieux fluides. Le pH de la matrice cimentaire est très Alcalin (Zoubeida, 2013), il est entre 12 et 13. Puisque l'eau de lixiviation présente un pH inférieur à cette valeur, elle présente par la suite un caractère acide vis-à-vis du béton, entraînant ainsi des déséquilibres chimiques susceptibles d'aboutir notamment à une mise en solution des hydrates.

La figure 1 montre les résultats obtenus pour les différentes types de béton (témoins et éco-bétons). Pour les bétons lessivés à l'eau déminéralisée (pH=6,85), tous les lixiviats présentent un pH basique (entre 12,46 et 12,61). La lixiviation avec l'eau acide (pH=2,1) montre un pH toujours basique qui varie entre 12,53 et 12,67. Cette stagnation de pH (12,5 en moyenne) correspond à l'équilibre de dissolution de l'hydrate le moins stable à savoir la Portlandite.

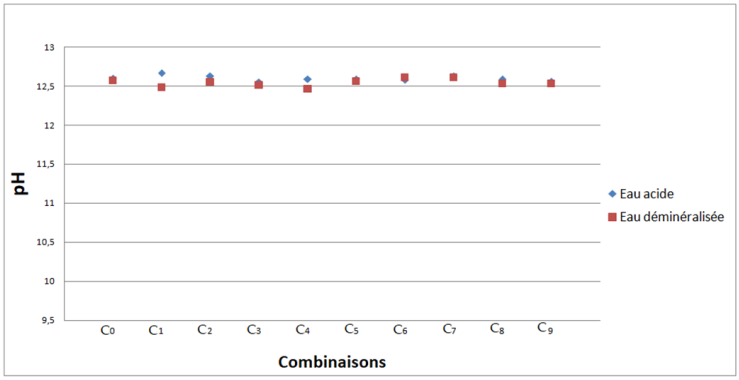


Fig. 1 : pH des éco-bétons élaborés selon l'acidité de la solution lixiviante

Ceci nous a permis de distinguer la capacité tampon d'acide pour les différents bétons.

3.3. Influence du pH sur la mobilisation des ions

Rappelons que la CE caractérise l'aptitude d'une solution à laisser les charges électriques des ions se déplacer librement et donc permettre le passage d'un courant électrique, et la mesure des SDT détermine la quantité totale des substances organiques et inorganiques dissoutes dans la solution.
La figure 2 montre des valeurs de la conductivité électrique les plus élevées dans le milieu le moins agressif. Ce phénomène est expliqué par la dissolution de la portlandite, le minéral le plus instable lorsque le milieu s'acidifie.

Lorsqu'on a utilisé une solution lixiviante fortement agressive simulant la pluie acide (par l'ajout de l'acide sulfurique concentrée), nous avons enregistré une diminution remarquable des valeurs de CE témoignant d'un phénomène de précipitation. En effet, d'une part la portlandite commence à s'épuiser suite à la forte capacité de neutralisation acide (effet tampon) et d'autre part la présence de sulfate dissous provenant de l'acide sulfurique va également modifier le comportement à la lixiviation avec une précipitation tout d'abord, du gypse dit « tardif »; puis ce gypse réagira avec les aluminates de calcium présents au sein du béton pour former des cristaux d'ettringite (ettringite dite « secondaire ») (POUPELLOZ, 2019) .
Un comportement similaire est observé au niveau de la figure 3 relative aux résultats de SDT.

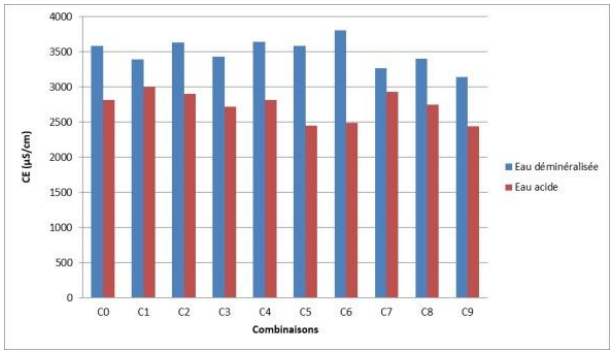


Fig. 2 : CE des lixiviats en fonction du type d'éco-bétons

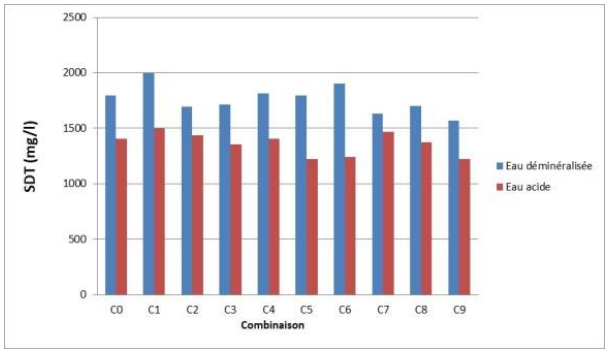


Fig. 3 : SDT des lixiviats en fonction du type d'éco-bétons

3.4. Interaction avec les granulats de grignons dans les bétons

Les déchets incorporés pour la formulation de ce nouveau béton sont caractérisés par des valeurs de DCO très élevées (qui dépassent les normes NT 106.02) traduisant un fort pouvoir polluant du milieu récepteur.
L'observation de la figure 4, montre, pour les deux tests de lixiviation, que l'ajout des margine et grignon dans le béton modifie significativement la DCO du lixiviat en comparaison avec le témoin, traduisant ainsi un apport de la matière organique généré par ces déchets.
De plus, la majorité des valeurs de DCO trouvées sont largement inférieures à la norme tunisienne relative aux rejets en mer et dans les différents types d'eau de surface (90 mgO_2/l), à l'exception de celles trouvées pour C2 et C9 où les valeurs dépassent la norme pour ces domaines (DPH et DPM) mais restent toujours inférieures à celle applicable aux déversements des eaux usées (1000 mgO_2/l).
Par ailleurs, le milieu agressif simulant les pluies acides se caractérise par des valeurs de DCO des lixiviats les plus élevées. Ainsi, le pH acide favorise la décomposition principalement de la matière organique des grignons vu que le taux d'ajout de la margine est négligeable (0,4 % en matière sèche par rapport de poids de ciment) par rapport à l'ajout de grignon (4% de grignon par rapport le volume de gravier).

Ceci montre que la valorisation de la margine et de grignon dans le béton est une alternative prometteuse pour se débarrasser de la pollution engendrée par l'industrie oléicole et pour diminuer l'impact environmental du béton.

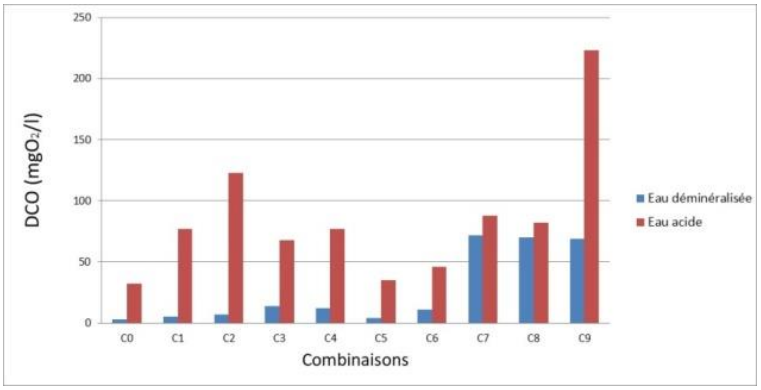


Fig. 4 : DCO des lixiviats en fonction du type d'éco-bétons

4. Conclusion et perspectives

L'évaluation du comportement face à la lixiviation, a été appliquée sur les bétons à base de margine et de grignons bruts . Nous avons montré que la lixiviation des bétons dépend de la composition du béton, mais également de celle de la solution lixiviante à travers son pH.

Grâce à la variation de pH, nous avons pu caractériser deux phénomènes du comportement des hydrates pour nos bétons : la capacité de neutralisation acide grâce à l'effet tampon pour maintenir un pH élevée, et un phénomène de redistribution des hydrates (dissolution et précipitation).
Un relargage de substances organiques suite à la décomposition des grignons et margines incorporés dans les bétons a été constaté.

La dégradation des grignons augmente considérablement lorsque le milieu s'acidifie. A cet effet, un traitement (enrobage) des grignons est proposé pour augmenter leur résistance vis à vis d'une solution agressive surtout que la structure caverneuse permet la pénétration d'une certaine quantité d'eau au sein des matériaux cimentaires. Le traitement de grignon améliorera les performances des bétons par la diminution de l'absorption d'eau, empêchant ainsi leur décomposition.

Les données recueillies montrent la faisabilité technique de l'incorporation des margines et grignons dans le béton en substitution aux matériaux non renouvelables et/ou adjuvant, pour minimiser l'impact environnemental.

Références bibliographique

AL-MOHAMADAWI, A. A. (2016). Contribution à l'étude de l'impact de l'environnement vis-à-vis d'éco-matériaux lignocellulosiques

HORGNIES, M. (2014). Réactivité des surfaces de béton.

Libessart, L. (2006). Influence de la composition des agents de démoulage à l'interface coffrage-béton : impact sur l'esthétique des parements en béton. Dans L. Libessart.

ORLEANS, B. (1998). Elaboration de tests de validation des données analytiques de l'Observatoire National de la Qualité des Eaux Souterraines (ONQES).

POUPELLOZ, E. (2019). Etude des processus de germination-croissance de l'ettringite,seule ou dans un système aluminate tricalcique/sulfate de calcium. Dans E. POUPELLOZ.

Zoubeida, G. (2013). L'EFFET DE LA DEGRADATION CHIMIQUE. Dans G. Zoubeida, L'EFFET DE LA DEGRADATION CHIMIQUE.

SESSION 3: Bétons spéciaux : formulation et caractérisation

Présidée par Pr. Amara Loulizi (LR MOED-ENIT, Tunisie)

Caractérisation mécanique du béton incorporant des déchets de briques concassés : étude expérimentale et modélisation

Wafa Ben Achour[1,2], Saloua El Euch[1], Karim Miled[3], Jamel Neji[1]

[1] *Université Tunis El Manar- Laboratoire de Matériaux, d'Optimisation et d'Energie pour la Durabilité(LAMOED) - Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, BP 37, Le belvédère, 1002, Tunis.*
[2] *Institut Supérieur des Etudes Technologique de Radès, BP 172-2098- Radès Médina, Tunis.*
[3] *Université Tunis El Manar- Laboratoire de Génie Civil (LGC), ENIT, BP 37, Le belvédère, 1002, Tunis.*
E-mail du premier auteur : w_benachour@yahoo.fr

Résumé
Le présent travail s'intéresse d'abord à une étude expérimentale de formulation et de caractérisation mécanique d'un béton à base de déchets de brique concassés. Pour ce faire, six mélanges incorporant différents pourcentages de substitution volumique de granulats naturels de sable et de gravier par les déchets de briques concassés ont été mis au point. Ensuite, les performances mécaniques de ces bétons, à savoir les résistances mécaniques à la compression et à la traction par fendage ainsi que le module d'élasticité, ont été déterminées moyennant plusieurs essais standards de laboratoire. Les résultats expérimentaux montrent une baisse des caractéristiques mécaniques avec l'augmentation du pourcentage de substitution des granulats naturels par les granulats recyclés. Toutefois, cette baisse reste modérée jusqu'à un pourcentage de substitution volumique de 30%. Dans la deuxième partie de cette étude, une modélisation micromécanique analytique du module élastique du béton incorporant les déchets de briques a été conduite en se basant sur le modèle trisphère, proposé initialement par Le Roy et de Larrard pour prédire le module élastique du béton ordinaire. Ce modèle, appliqué en deux étapes en modélisant le béton de brique comme un matériau tri-phasique composé de granulats naturels, de granulats de briques concassés et de pâte de ciment, a donné de bonnes prédictions du module élastique du béton de brique, ce qui confirme que cette caractéristique mécanique est gouvernée principalement par le module élastique des déchets de briques et par leur fraction volumique au sein du béton.

Mots clés : *Béton hydraulique ; déchets de briques concassés ; résistances mécaniques ; module élastique ; modèle trisphère.*

1. Introduction

La Tunisie est un pays en voie de développement où le secteur du bâtiment et des travaux publics ne cesse d'évoluer et les besoins en granulats, par conséquent, ne cessent d'augmenter. Pour cette raison, et afin de limiter la surexploitation des granulats naturels et en vue de contribuer au développement durable du pays, il devient nécessaire de chercher d'autres ressources en granulats. L'idée est l'utilisation des déchets de briques qui appartiennent à la catégorie des déchets inertes en substitution des granulats naturels, dans la fabrication du béton hydraulique. Le béton de brique est ainsi un béton qui contient en plus de l'eau et du ciment, des déchets de briques concassés finement pour remplacer le sable naturel ou concassés grossièrement pour remplacer le gravier naturel. La substitution peut être totale ou partielle.

Plusieurs travaux de recherche récents à travers le monde avaient pour but la valorisation des déchets de briques dans le béton hydraulique où les chercheurs se sont intéressés à étudier l'influence de l'introduction de ces déchets sur les performances mécaniques des bétons moyennant des essais effectués au laboratoire. La plupart des études ont été menées en utilisant des déchets de briques concassés (finement et/ou grossièrement), pour remplacer le sable naturel, le gravier naturel, ou les deux simultanément en faisant varier le pourcentage de substitution volumique des déchets de briques dans le béton [1-13]. Il a été constaté par les différents chercheurs, une baisse de la résistance à la compression [1-13] et de la résistance à la traction par fendage [2-5,12]. Certains chercheurs ont également rapporté une diminution du module d'élasticité en enregistrant une baisse qui atteint plus de 30% pour une substitution totale [1, 2, 4, 5, 11, 13]. Certains de ces chercheurs ont attribué cette baisse à la porosité élevée des déchets de briques. Néanmoins, ces recherches ont toutes affirmé que ces déchets peuvent être utilisés avec succès pour produire un béton de qualité acceptable [1-13]. Cependant, dans toutes ces études, les chercheurs ont accordé peu d'attention à la modélisation micromécanique du comportement mécanique des bétons à base de déchets de briques en fonction de leur composition et leur microstructure. Notons que dans ces recherches, l'aspect modélisation n'a pas été traité pour le cas du béton de brique.

Ainsi, cet article présente les résultats d'une étude expérimentale où différentes caractéristiques physiques et mécaniques du béton de brique ont été déterminées. Plusieurs mélanges de béton à base de déchets de briques ont été mis au point en se basant sur les modèles de formulation du LCPC. La résistance à la compression, la résistance à la traction par fendage et le module d'élasticité ont été déterminés pour les différents mélanges à plusieurs échéances. Enfin, une modélisation micromécanique analytique du module élastique du béton de déchets de briques a été conduite.

2. Etude expérimentale

2.1. Identification des matériaux et formulation

Lors de cette investigation, un ciment portland de classe CEM I 42.5 a été utilisé, répondant à la norme tunisienne NT47.01 [14] et ayant une densité spécifique de 3.1.

Les granulats naturels utilisés sont un gravier 4/16 mm (noté Gn) et un sable de concassage 0/4 mm (noté Sn), provenant d'une carrière au nord du pays. Les déchets de briques provenant d'une briqueterie du centre du pays ont été criblés après leur concassage au laboratoire au moyen d'un mini concasseur à mâchoires pour obtenir des classes granulaires similaires à celles des granulats naturels, à savoir un sable brique 0/4 mm (noté Sb) et un gravier brique 4/16 mm (noté Gb). Un échantillon de chaque classe granulaire de déchets de briques est présenté dans la Fig.1. Les courbes granulométriques des différents granulats utilisés dans cette étude sont présentées dans la Fig.2. Les granulats naturels et les déchets de briques présentent des distributions granulométriques similaires. Les propriétés physiques et les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés ont été déterminées selon les normes en vigueur (Tableau1). Les briques concassées présentent un coefficient d'absorption d'eau nettement supérieur à celui des granulats naturels en raison de leur porosité. Il est à noter également que la résistance à la fragmentation du gravier brique est moins élevée que celle du gravier naturel.



Fig.1 : Echantillons de sable et de gravier de déchets de briques

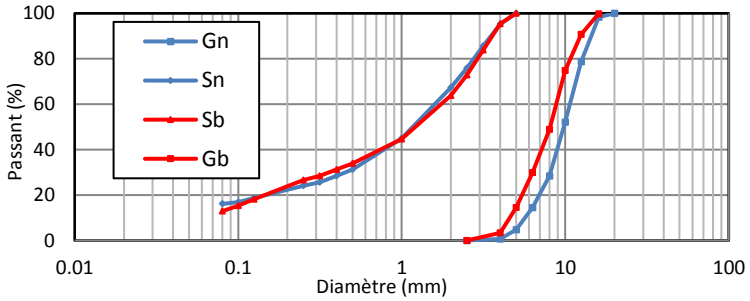


Fig.2: Courbes granulométriques des granulats naturels et recyclés

Tableau 1: Propriétés physiques des granulats naturels et recyclés

	Gn	Gb	Sn	Sb
Densité volumique réelle *(NF P 18-554) et (NF P 18-555)*	*2.7*	*2.3*	*2.7*	*2.3*
Equivalent de sable ES *(NF P 18-598)*	-	-	*75.5*	*78.9*
Module de finesse MF *(NF P 18-560)*	-	-	*2.95*	*2.9*
Impuretés t (%) *(NF P 18-591)*	*1.3*	*0.7*	-	-
Absorption d'eau (%) *(NF P 18-554)*	*0.56*	*12.4*		
(NF P 18-555)			*0.56*	*12.4*
Los Angeles LA(%) *(NF P 18-573)*	*22.8*	*38*		

L'étude de formulation d'un béton témoin (formule B0) a été menée en utilisant le modèle d'empilement compressible (MEC) à l'aide du logiciel Bétonlab Pro [15]. Ce logiciel est destiné à la formulation des bétons hydrauliques et à l'optimisation de leurs compositions. Le dosage en ciment (C) a été fixé à 330 kg/m^3 et le rapport entre eau efficace et ciment (Eeff/C) est de 0,57.

Par la suite, cinq formules de béton désignées par B10, B20, B30, B60 et B100 et caractérisées respectivement par des pourcentages de substitution volumique des granulats naturels par des déchets de briques de 10%, 20%, 30%, 60% et 100% ont été mises au point. La composition des différentes formules est donnée dans le Tableau 2. L'absorption d'eau des déchets de briques a été prise en compte en imbibant d'une part les graviers brique dans l'eau pendant 24 heures puis en les essuyant soigneusement par un chiffon avant leur utilisation et en ajoutant d'autre part, la quantité d'eau absorbée par le sable brique lors du gâchage. L'affaissement a été mesuré pour tous les mélanges. Sa valeur varie entre 5 et 6 cm.

Tableau 2 : Composition des bétons testés

Formules	***E eff kg/m^3***	***C kg/m^3***	***Sn kg/m^3***	***Gn kg/m^3***	***Sb kg/m^3***	***Gb kg/m^3***
B0	*190*	*330*	*930*	*913.5*	*0*	*0*
B10	*190*	*330*	*837*	*822.1*	*79.2*	*77.8*

B20	*190*	*330*	*744*	*734.7*	*158.5*	*155.6*
B30	*190*	*330*	*651*	*639.5*	*237.7*	*233.4*
B60	*190*	*330*	*372*	*365.4*	*475.3*	*467*
B100	*190*	*330*	*0*	*0*	*792.2*	*778.2*

2.2. Essais mécaniques

Les six formules de béton de briques ont été soumises à des essais mécaniques standards afin de déterminer les caractéristiques mécaniques de chaque béton. Ainsi, des essais de compression simple (NF P 18-406), des essais de traction par fendage (NFP 18-408) et des essais de module d'élasticité (ISO 6784) ont été réalisés à 7, 14 et 28 jours d'âge du béton. Pour chaque formule, 3 éprouvettes cylindriques (10cmx20cm) ont été testées à chaque échéance.

2.3. Résultats et discussion

La variation de la résistance à la compression ainsi que celle de la résistance à la traction par fendage des différents mélanges en fonction du taux de substitution volumique des granulats naturels par les granulats de briques concassés est illustrée dans les figures 3a et 3b. Les barres d'erreurs des deux figures montrent des faibles écarts des valeurs maximales et minimales mesurées par rapport à leurs moyennes arithmétiques (moyenne de trois valeurs).

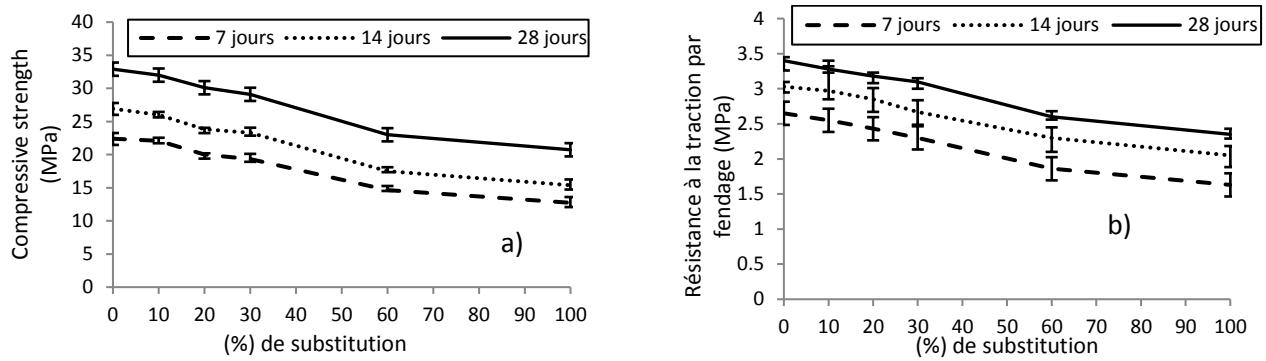


Fig.3 :a)Evolution de la résistance à la compression en fonction du taux de substitution en déchets de briques
b) Variation de la résistance à la traction par fendage en fonction du taux de substitution en briques

Conformément à la littérature, il a été observé que la résistance à la compression du béton diminue avec l'augmentation du pourcentage de substitution volumique en déchets de briques. Toutefois, pour un pourcentage de substitution de 10%, la baisse de la résistance à 28 jours est non significative. Pour un taux de substitution de 30%, cette baisse reste relativement faible (environ 11%) et la résistance à la compression du béton atteint 30 MPa. Néanmoins, la résistance à la compression du mélange B100 est d'environ 37 % plus faible que celle du mélange B0, ce qui représente une importante diminution. A l'instar de la tendance observée pour la résistance à la compression, la résistance à la traction par fendage diminue quand le pourcentage de substitution en déchets de briques augmente. Cette diminution atteint environ 30% pour le mélange B100 à 28 jours par rapport au mélange témoin B0.

Le module d'élasticité a été déterminé pour les différentes formules testées. Les résultats obtenus sont illustrés sur les Fig.4a et Fig.4b. La même tendance est observée. Le module d'élasticité du béton diminue avec l'augmentation du pourcentage de substitution des granulats naturels par les déchets de briques concassés. A 28 jours, le mélange B100 enregistre une baisse de son module d'environ 36% par rapport au béton témoin B0.

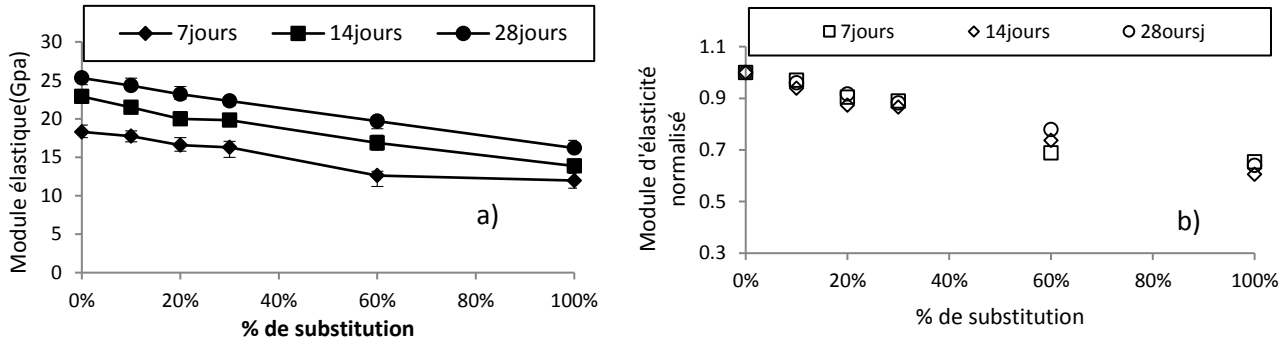


Fig.4 : Variation du module d'élasticité en fonction du taux de substitution en déchets de briques a) Module d'élasticité mesuré b) Module d'élasticité normalisé

3. Prédiction du module élastique du béton de déchets de briques concassés

Dans cette partie, le béton de brique est modélisé comme un matériau tri-phasique formé d'une matrice en pâte de ciment durcie, dans laquelle sont dispersés aléatoirement des granulats naturels et des granulats de briques concassés ayant des modules élastiques différents. La Fig.5 montre un volume élémentaire représentatif (VER) de béton à base de déchets de brique.

Afin de prédire le module élastique de ce composite cimentaire, le modèle d'homogénéisation trisphère proposé initialement par Le Roy et de Larrard [16] pour le béton ordinaire, modélisé comme un matériau bi-phasique (pâte de ciment + granulats naturels), a été appliqué et adapté au cas du béton de déchets de briques considéré dans la présente étude comme un matériau à trois phases. Ci-après, un bref rappel de ce modèle est présenté.

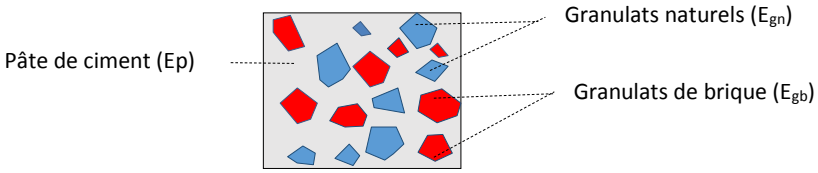


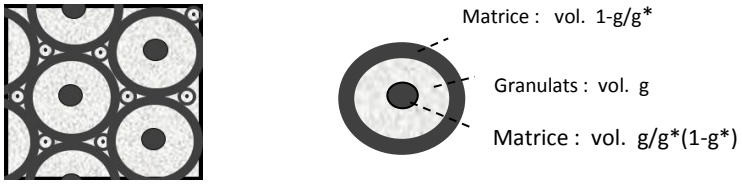
Fig.5. VER du béton de déchets de briques

3.1.Presentation du modèle trisphère

Ce modèle d'homogénéisation est une extension du célèbre modèle bisphère de Hashin [17] proposé dans le cadre de l'élasticité linéaire isotrope. En effet, pour tenir compte du fait que la compacité maximale des granulats g* est inférieure à 1 dans le béton alors qu'elle est supposée égale à 1 dans le modèle bisphère, Le Roy et de Larrard [16] avaient ajouté au modèle à deux sphères un complément de pâte de ciment (la troisième sphère) représentant la partie de pâte de ciment incrustée entre les agrégats lorsque leur fraction volumique g atteint g* (Fig.6). Ainsi, selon le modèle trisphère et en supposant que les coefficients de Poisson de la pâte de ciment et des granulats sont tous deux égaux à 0,2, le module élastique *E* du béton est donné par l'expression analytique suivante (Eq.1) :

$$E = \left(1 + 2g\frac{E_a^2 - E_p^2}{\left(g^* - g\right)E_a^2 + 2\left(2 - g^*\right)E_p E_a + \left(g^* + g\right)E_p^2}\right)E_p \qquad (1)$$

Où E_a est le module d' Young des granulats et E_p le module d' Young de la pâte de ciment durcie.



Le béton ordinaire La cellule élémentaire

Fig.6. Un VER de béton et une cellule élémentaire selon le modèle trisphère [16]

3.2. Application du modèle trisphère pour le cas du béton de brique

Comme le béton de brique est un composite tri-phasique, le modèle trisphère proposé initialement pour les matériaux bi-phasiques a été appliqué en deux étapes.

Dans un premier temps, il a été appliqué pour prédire le module élastique E_m d'une matrice de ciment fictive (Fig.7a) formée d'une pâte de ciment ayant un module élastique E_p dans laquelle sont incorporés des granulats naturels ayant un module élastique E_{gn} et une fraction volumique variable dépendant de leur taux de substitution volumique ($\%B$) qui varie entre 0 et 100%.

Dans un deuxième temps, le modèle trisphère est appliqué de nouveau pour prédire le module élastique *E* du béton de brique modélisé comme un matériau à deux phases composé de la matrice de ciment

fictive ayant un module élastique E_m et des granulats en déchets de briques ayant un module élastique E_{gb} et une fraction volumique variable selon leur taux de substitution (%B) dans le béton (Fig.7b).

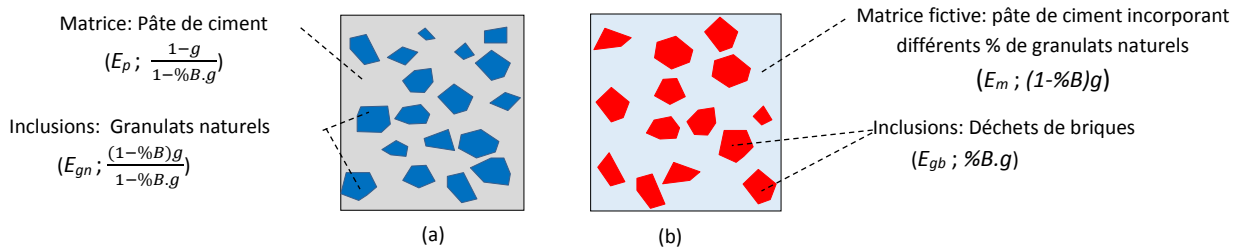


Fig.7. a) VER de la matrice fictive composée d'une pâte de ciment et de granulats naturels (première étape d'homogénéisation) b) VER de béton de briques (deuxième étape d'homogénéisation)

Ainsi, en appliquant le modèle trisphère pour la première étape d'homogénéisation, le module élastique de la matrice fictive E_m est donné par l'expression suivante (Eq.2) :

$$E_m = \left(1+2g'\frac{E_{gn}^2 - E_p^2}{(g^* - g')E_{gn}^2 + 2(2-g^*)E_p E_{gn} + (g^* + g')E_p^2}\right)E_p \quad (2)$$

Où g' représente la fraction volumique des granulats naturels rapportée à la fraction volumique totale g de tous les granulats naturels et en déchets de briques. g' varie selon le pourcentage de substitution de déchets de briques (%B) comme suit (Eq.3) :

$$g' = \frac{(1-\%B)g}{1-\%B.g} \quad (3)$$

Enfin, le module élastique du béton de brique E est donné par la formule suivante (Eq.4) :

$$E = \left(1+2g''\frac{E_{gb}^2 - E_m^2}{(g^* - g'')E_{gb}^2 + 2(2-g^*)E_m E_{gb} + (g^* + g'')E_m^2}\right)E_m \quad (4)$$

Où g" représente la fraction volumique des déchets de briques rapportée à la fraction volumique totale g de tous les granulats. g" varie selon le taux de substitution en déchets de briques (%B) comme suit (Eq.5) :

$$g" = \%B.\ g \quad (5)$$

Il est à noter que les modules élastiques des granulats naturels Egn et des granulats brique Egb ont été calibrés en utilisant également le modèle trisphère (Eq.1) appliqué respectivement au mélange de béton témoin B0 contenant 100 % d'agrégats naturels et au mélange de béton B100 contenant 100 % de déchets de briques. Les valeurs de modules des granulats naturels et des granulats de briques concassées trouvées sont de 62.60 GPa et de 32.60 GPa respectivement. Ces dernières ont donné un bon accord entre les modules élastiques expérimentaux de B0 et B100 et leurs modules théoriques prédits par le modèle trisphère pour les différentes échéances (7, 14 et 28 jours), comme le montre la Fig.8. Il est à noter aussi que les compacités maximales des granulats (g*) de tous les bétons testés ont été estimées à l'aide du modèle d'empilement compressible (MEC). Ce paramètre s'est avéré pratiquement invariant pour les mélanges incorporant les déches de briques. Ainsi, sa valeur a été maintenue constante à 0,853 pour tous les bétons de briques.

Enfin, tous les paramètres utilisés pour calculer les modules élastiques des mélanges de béton de brique par le modèle trisphère ainsi que les modules élastiques du béton de brique prédits à 28 jours par ce modèle sont présentés dans le tableau 3.

Tableau 3. Paramètres de la modélisation

Parametres	*Formules*			
	B10	*B20*	*B30*	*B60*
%B	*10*	*20*	*30*	*60*
g	*0.631*	*0.631*	*0.631*	*0.631*
g'	*0.606*	*0.577*	*0.545*	*0.406*
*g**	*0.853*	*0.853*	*0.853*	*0.853*
g''	*0.063*	*0.126*	*0.189*	*0.379*
E_p *(GPa)*	*7.430*	*7.430*	*7.430*	*7.430*
E_{gn} *(GPa)*	*62.20*	*62.20*	*62.20*	*62.20*
E_{gb} *(GPa)*	*32.60*	*32.60*	*32.60*	*32.60*
E_m *(GPa)*	*23.82*	*22.28*	*20.68*	*15.49*
E (GPa)	*24.29*	*23.37*	*22.53*	*20.42*

Les modules élastiques expérimentaux et ceux théoriques prédits par le modèle trisphère appliqué en deux étapes sont représentés sur la Fig.9. Une très bonne concordance entre ces modules a été observée. En effet, l'erreur quadratique moyenne (RMSE = $\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N}(Eiexp-Eith)^2}{N}}$) entre les résultats expérimentaux (*Eiexp*) et les prédictions théoriques (*Eith*) est très faible (de l'ordre de 0,36 GPa).

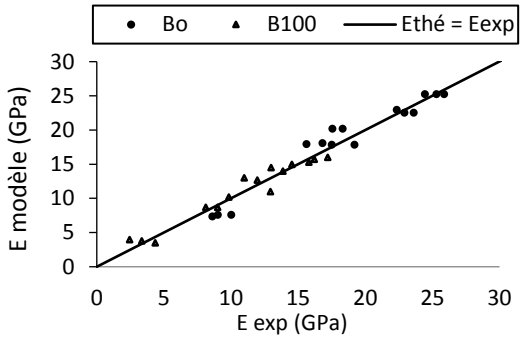


Fig.8. Comparaison entre les modules mesurés et les modules prédits pour les bétons B0 et B100

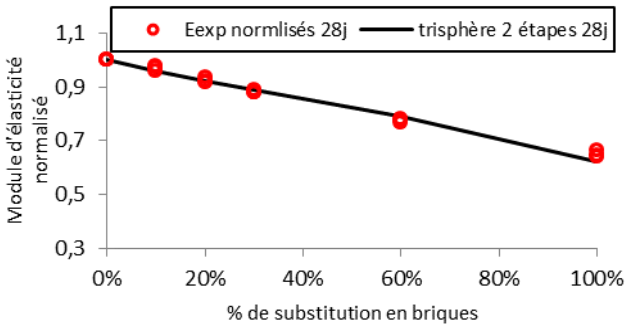


Fig.9. Comparaison entre les modules expérimentaux et théoriques

4. Conclusion

Cette investigation a permis de caractériser un béton hydraulique à base de déchets de briques concassés à différents taux de substitution volumique (variant entre 0 et 100 %) de granulats naturels par les déchets de briques concassés. L'effet de la substitution des granulats naturels par ces déchets a été analysé à travers des essais de laboratoire standards. En outre, une modélisation micromécanique du module élastique du béton de brique a été réalisée. En effet, le modèle trisphère d'homogénéisation, initialement proposé pour le béton ordinaire a été adapté au cas du béton à base de déchets de briques concassés. Ce modèle a été mis en œuvre en deux étapes du fait que le béton de brique est modélisé comme un composite tri-phasique formé d'une matrice en pâte de ciment durcie, des granulats naturels et des déchets de briques. Cette étude a permis de tirer les principales conclusions suivantes :

- ✓ La substitution des granulats naturels par les déchets de briques entraîne une diminution des résistances à la compression et à la traction par fendage du béton. Cette diminution peut être liée à la porosité élevée des déchets de briques, qui engendre des résistances à la compression et à la traction plus faibles de ces granulats par rapport à celles des granulats naturels. Cela confirme que la résistance mécanique du béton de brique est gouvernée par la résistance des granulats de briques concassés mais aussi par leur fraction volumique dans le béton. Cependant, cette baisse reste modérée (seulement 11% pour la résistance à la compression et 8% pour la résistance à la traction par fendage) pour un taux de substitution de 30%.

- ✓ Le module d'élasticité du béton est pareillement influencé par la présence des déchets de briques dans le béton. Le matériau devient plus souple en raison du module élastique de ces déchets qui est inférieur à celui des granulats calcaires naturels utilisés dans cette étude. Cela confirme que le module élastique du béton de brique est également gouverné par le module élastique des déchets de briques et par leur fraction volumique dans le béton.
- ✓ La modélisation micromécanique analytique proposée pour la prédiction du module d'élasticité du béton de brique a abouti à un très bon accord entre les prédictions théoriques et les modules élastiques expérimentaux de tous les mélanges testés. Ce résultat confirme la pertinence de la modélisation micromécanique proposée et montre que la fraction volumique des déchets de briques concassés ainsi que leurs propriétés mécaniques gouvernent le module élastique du béton de brique.

Notons enfin qu'une étude de porosité a été réalisée pour ce type de béton et présentée dans une communication antérieure et qu'en perspectives à ce travail et dans le but d'approfondir la compréhension du comportement mécanique du béton de brique, des essais de durabilité seront menés afin d'étudier les performances de ce béton dans des conditions climatiques sévères.

Références bibliographiques

[1] F. Debieb, S. Kenai, The use of coarse and fine crushed bricks as aggregate in concrete, Constr. Build. Mater.22 (2008) 886–893.

[2] P.B. Cachim, Mechanical properties of brick aggregate concrete, Constr. Build. Mater.23 (2009) 1292–1297.

[3] Ali A. Aliabdo, Abd-Elmoaty M. Abd-Elmoaty, Hani H. Hassan, Utilization of crushed clay brick in concrete industry, Alexandria.Engineering.Journal.53 (2014) 151-168.

[4] FM. Khalaf, AS.Devenny, Recycling of demolished masonry rubble as coarse aggregate in concrete: review.J Mater Civil Eng 2004; 16(4):331-40.

[5] J. S. González, F. L. Gayarre, C. L. Pérez, P. S. Ros , M. López, Influence of recycled brick aggregates on properties of structural concrete for manufacturing precast prestressed beams, Construction and Building Materials, 149 (2017) 507–514.

[6] S. Kenai, F. Debeib, L.Azzouz, Performances of concreate made using brick masonry as coarse and fine recycled aggregates, In:Decovery, recycling, re-integration. R'02-6th world congress on integrated resources management, Geneva, Feb 2002.

[7] F. L. Gayarre, J. S. González, C. L. Pérez, M. López, R. Siddique, Performance of concrete based on recycled brick aggregate. Advances in Construction and Demolition Waste Recycling, Wood head Publishing, (2020) 321-337.

[8] Ch.Zheng , C.Lou, G.Du, X.Li, Z.Liu, L.Li, Mechanical properties of recycled concrete with demolished waste concrete aggregate and clay brick aggregate, Results in Physics, vol. 9 (2018), pp. 1317–1322.

[9]] L. Zhu and Z. Zhu, Reuse of clay brick waste in mortar and concrete, advances in materials science and engineering, Hindawi, (2020), https://doi.org/10.1155/2020/6326178.

[10] S. Kenai, F. Debieb, Characterization of the durability of recycled concretes using coarse and fine crushed bricks and concrete aggregates, in: Materials and Structures 44 (2011)815–824 DOI 10.1617/s11527-010-9668-7

[11] Kibriya T, Speare PRS. The use of crushed brick coarse aggregate in concrete. In: Proceedings of the international conference, Dundee; (1996) 495–503.

[12] Jian Y, Qiang D, Yiwang B, Concrete with recycled concrete aggregate and crushed clay bricks, Constr. Build. Mater. 25 (2011) 1935–1945

[13] Poon C-S, Chan D, The use of recycled aggregate in concrete in Hong Kong. Res ConservRecyl 50(3) (2007) 293–305.

[14] NT47-01, Ciment : Composition, Spécification et Critères de conformité, 1996.

[15] Sedran Th., De Larrard F., BétonlabPro2 – Logiciel de formulation de bétons –version exécutable sous Windows, logiciel sur CD ROM avec aide en ligne, Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées : 2000.

[16] de Larrard, F., Le Roy. (1992). Un modèle géométrique d'homogénéisation pour les composites bi-phasiques à inclusion granulaire de large étendue, Comptes rendus de l'Académie des Sciences, t.314, série II, pp. 1253-1257.

[17] Hashin, Z. (1962). The elastic modulus of heterogeneous materials. J. of App. Mech. 29: 143-150.

Formulation et caractérisation de mortiers de ciment et de déchets industriels d'éponges synthétiques végétales

Thouraya Salem[(1)], Magali Fois[(2)], Othman Omikrine-Metalssi[(3)], Rémy Manuel[(4)], Teddy Fen-Chong[(3)]

[(1)] COMUE Normandie Université - Laboratoire ESITC. ESITC Paris, 79 avenue Aristide Briand, 94110 Arcueil, France
[(2)] Centre d'Etudes et de Recherche en Thermique, Environnement et Systèmes, Univ Paris-Est, 61 avenue du Général de Gaulle, 94010 Créteil Cedex, France
[(3)] MAST-FM2D, Univ Gustave Eiffel, IFSTTAR, F-77454 Marne-la-Vallée, France
[(4)] Centre d'Etudes et de Recherche en Mécanique et Automatismes, Univ d'Evry, 40 rue du Pelvoux, 91020 Courcouronnes, France
E-mail du premier auteur : salem@esitc-paris.fr

Résumé

Ce papier s'intéresse aux performances thermiques et mécaniques d'un mortier contenant des déchets industriels d'éponges synthétiques végétales en remplacement du sable naturel. Un liant minéral constitué de 80% de ciment et de 20 % de fumée de silice a été utilisé. Après traitement des éponges, l'effet de leur incorporation en différentes quantités (jusqu'à 20% en masse) sur la microstructure, les propriétés thermiques et mécaniques du mortier, a été étudié. Une formulation optimale qui répond à des exigences de base en termes de performances thermiques et mécaniques a été enfin déterminée.

Mots clés
Mortier, déchet d'éponges synthétiques végétales, substitution du sable, performances thermiques et mécaniques.

1. Introduction

Le sable approprié pour la construction se fait rare dans de nombreux pays [1], ce qui suscite un intérêt croissant pour l'utilisation de déchets de plusieurs origines dans la production de mortier et de béton [1-4]. L'utilisation des déchets dans la construction permet de réduire l'empreinte écologique en réduisant la mise en décharge et le recours aux ressource minérales non renouvelables. Un intérêt croissant est porté au recyclage des déchets d'origine végétale [5] grâce d'une part à leur faible coût ainsi que leur caractère renouvelable et biodégradable. D'autre part, l'utilisation de ce type de déchets est susceptible d'améliorer le pouvoir isolant thermique et acoustique, parfois au détriment des propriétés mécaniques des mortier et béton dans lesquels ils sont incorporés. Par ailleurs, l'utilisation de ces matériaux reste limitée par leur faible durabilité due à la dégradation de la matière végétale dans un milieu alcalin et la minéralisation des fibres naturelles la constituant [6-8]. La réduction de l'agressivité de la matrice liée au pH fortement basique et à la présence d'hydroxyde de calcium, est l'une des solutions explorées dans la littérature afin d'améliorer la durabilité [9-11]. Ainsi, différents liants alternatifs tels que la fumée de silice, les cendres volantes, les laitiers et le métakaolin ont été testés.
Cette étude vise à recycler les déchets industriels d'éponges synthétiques végétales disponibles localement en substitution du sable afin de produire de nouveaux matériaux légers à des fins de construction durable. Les déchets d'éponges ont été d'abord broyés, lavés et séchés. Différents pourcentages de substitution : 5%, 8%, 10%, 15% et 20% en masse ont été ensuite testés. L'influence des éponges sur la microstructure, les propriétés thermiques, les résistances à la compression et à la flexion des mortiers, a été enfin étudiée.

2. Identifications des matériaux constitutifs

Les déchets industriels d'éponges végétales (VSS) utilisés dans cette étude sont fabriqués à partir de pâte de bois à laquelle des fibres de lin, de coton et de chanvre sont ajoutées afin de renforcer la résistance. Des cristaux de sel sont également joutés afin de créer la porosité des éponges. Ces déchets ont été coupés en morceaux d'environ 10 x 10 cm dans un broyeur de végétaux, puis ils ont été en même temps lavés et broyés dans un broyeur centrifuge. Les particules obtenues ont été filtrées puis séchées à l'étuve à 50 ° C pendant 24 h. La figure 1 montre les particules des déchets d'éponges utilisés comme remplacement naturel du sable.

Le ciment Portland CEM I 42.5 R et la fumée de silice (Elkem Microsilica 971) ont été utilisés pour fabriquer les mortiers. Le tableau 1 donne les propriétés chimiques et physiques des matériaux utilisés.



Fig. 1. Particules d'éponges après broyage, lavage et séchage.

Tableau 1 : Propriétés physico-chimiques du ciment et de la fumée de silice.

Composition (%)	*Ciment*	*Fumée de silice*
Composition chimique		
SiO2	*20,8*	*98-98,4*
Al2O3	*4,6*	*0,3-0,2*
Fe2O3	*2,4*	*0,1-0,01*
CaO	*63,8*	*0,3-0,2*
MgO	*2,0*	*0,2-0,1*
SO3	*2,4*	*0,3-0,1*
Na2O	*0,11*	*0,2-0,15*
K2O	*0,9*	*0,3-0,20*
Matériaux insolubles	*0,6*	-
Propriétés physiques		
Perte au feu	*1,7*	*0,8-0,5*
Masse volumique apparente (kg.m^{-3})	*3130*	*250-350*

3. Formulation des mortiers d'éponges

Six formulations de mortier ont été étudiées. Le sable a été remplacé par les particules de VSS à des pourcentages de 0% (VSS-0), 5% (VSS-5), 8% (VSS-8), 10% (VSS-10), 15% (VSS-15), et 20% (VSS-20) en masse (de sable et de VSS). Le mortier VSS-0 correspond au mortier de référence sans substitution du sable naturel. Un rapport E/C constant de 0,5 a été utilisé dans tous les mélanges. La quantité de fumée de silice ajoutée est de 20% en masse du ciment afin d'améliorer la résistance des mortiers et leur durabilité qui peuvent être affectées par l'incorporation des particules de VSS. Le tableau 2 présente la composition des mortiers d'éponges étudiés.

Avant d'être introduites dans le mortier et pour prendre en compte leur capacité d'absorption d'eau, les particules d'éponges ont été humidifiées avec 30% en masse de la quantité d'eau utilisée pour la fabrication des mortiers. Le ciment, le sable, et la fumée de silice ont été mélangés à sec dans un malaxeur, puis l'eau restante a été ajoutée et mélangée à faible vitesse jusqu'à l'observation d'une homogénéité complète du matériau. Les particules de VSS pré-humidifées ont finalement été ajoutées progressivement au mélange pour éviter l'agglomération.

Des éprouvettes 4x4x16 cm ont été confectionnées par compactage moyennant une presse à une pression de 3 MPa.

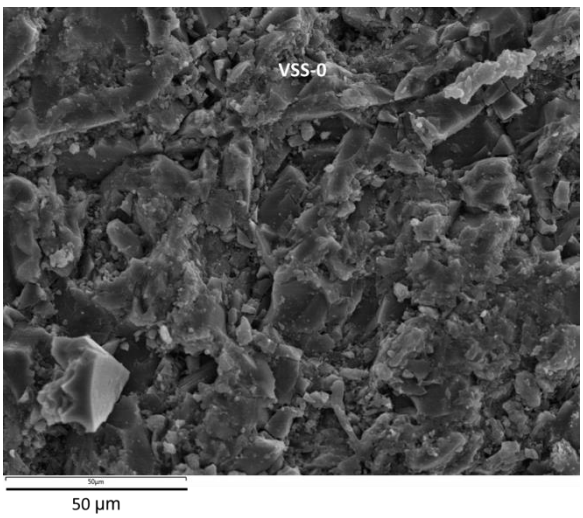
Table 2. Composition des mortiers d'éponges.

Référence du mélange	*Identification*	*Ciment (g)*	*Sable (g)*	*Particules de VSS (g)*
VSS-0	*Référence*	*500*	*1000*	*0*
VSS-5	*5 %*	*500*	*950*	*50*
VSS-8	*8 %*	*500*	*920*	*80*
VSS-10	*10 %*	*500*	*900*	*100*
VSS-15	*15 %*	*500*	*850*	*150*
VSS-20	*20 %*	*500*	*800*	*200*

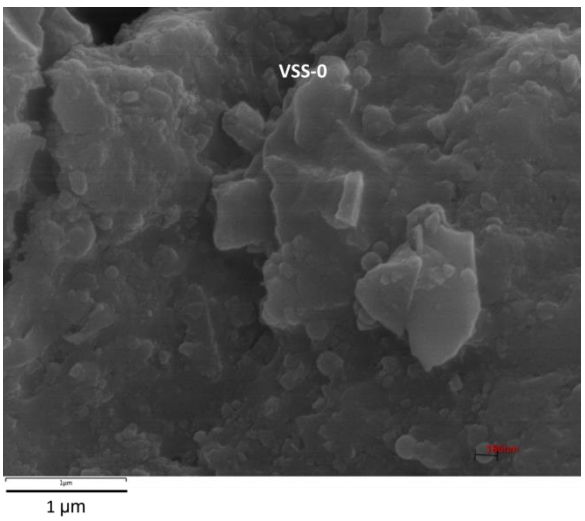
4. Microstructure des mortiers d'éponge

Un microscope électronique à balayage (MEB) JEOL 6301F a été utilisé pour examiner la microstructure des mortiers étudiés.

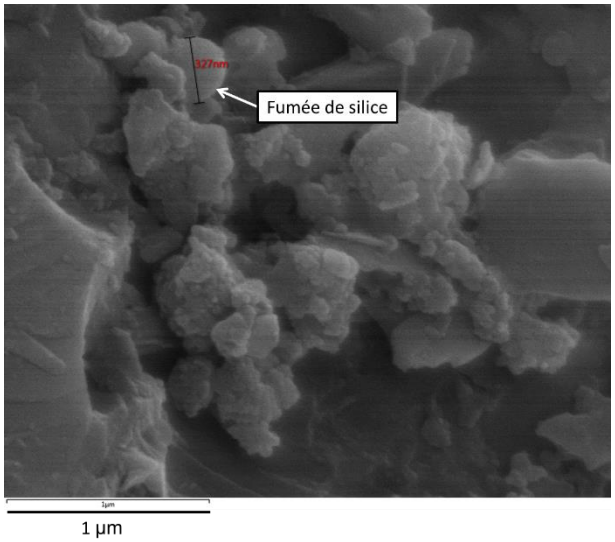
La microstructure du mortier de référence (Fig. 2a) montre que la structure de la pâte est homogène sans zone de transition interfaciale distincte. En effet, l'ajout de la fumée de silice a permis d'obtenir une microstructure dense qui peut être observée à fort grossissement (Fig. 2b). La fumée de silice (Fig. 2c), grâce à sa très grande finesse, est connue pour agir comme un filler améliorant l'interface ciment-granulat [12].



(a)



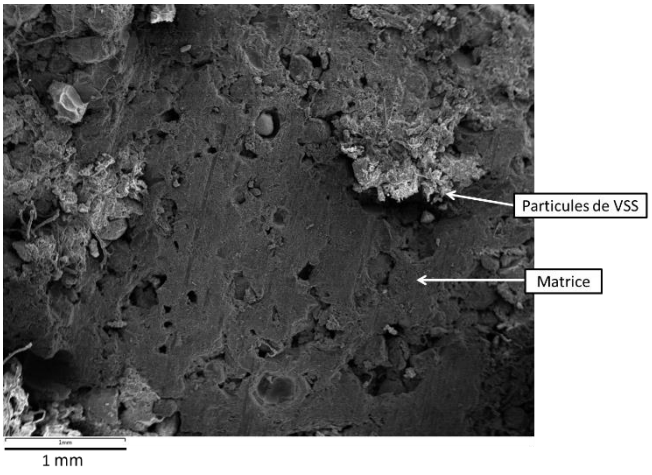
(b)



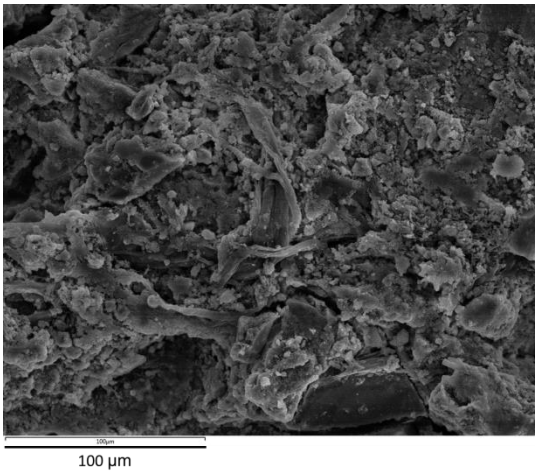
(c)

Fig. 2. Photos MEB du mortier de référence montrant (a) et (b) une microstructure dense et homogène et (c) une particule de fumée de silice de 327 nm.

La figure 3a montre l'adhérence entre les particules de VSS et la matrice pour 5% de remplacement de sable par les particules de VSS. Les particules de VSS semblent être bien dispersées dans la matrice de ciment comme on peut l'observer sur la Fig. 3b. De plus, les agrégats sont suffisamment noyés par des particules de ciment hydratées. Lorsque le pourcentage de remplacement dépasse 8%, les particules d'hydratation ne sont plus suffisantes pour incorporer toutes les particules de VSS (Fig. 4a et b). Il existe donc une valeur seuil de remplacement au-dessus de laquelle la microstructure du matériau est plus complexe que celle d'un composite de type inclusion-matrice.

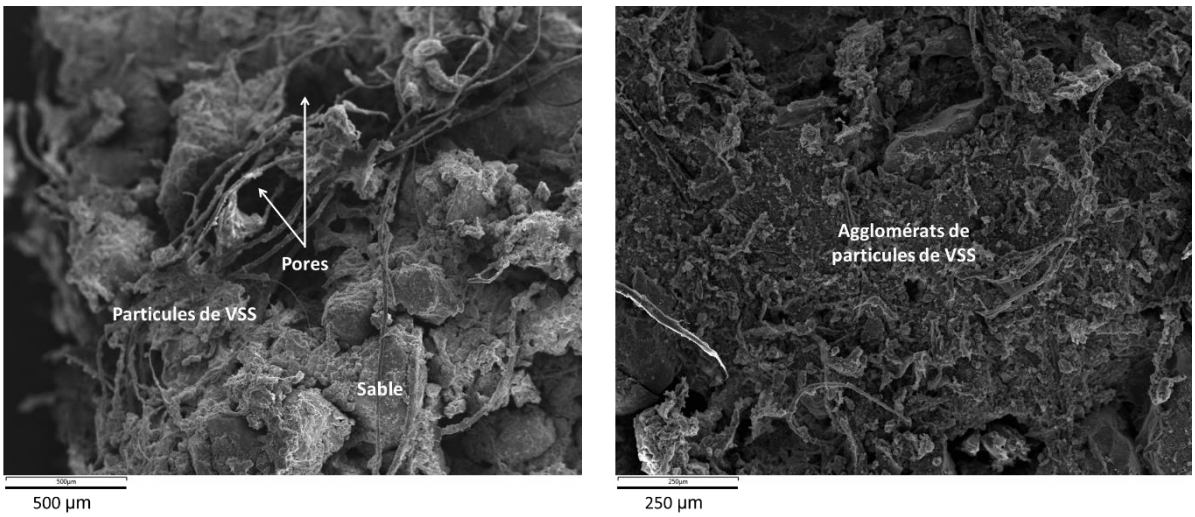


(a) Interface entre les particules de VSS et la matrice cimentaire.



(b) Distribution homogène des particules de VSS dans la matrice.

Fig. 3. Photos MEB du VSS-5.



(a) *(b)*

Fig. 4. Photos MEB du VSS-15 (a) et du VSS-20 (b).

5. Conductivité thermique

Le Hot Disk Thermal Constants Analyser (TPS2500, Hot Disk AB, Göteborg, Suède) a été utilisé. Les mesures ont été effectuées à température ambiante (20 ± 2 °C). La méthode du hot-disk est décrite dans les références [13-15].

La figure 5 présente la variation de la conductivité thermique des mortiers étudiés en fonction de la densité (Fig. 5a) et du pourcentage de remplacement du sable (Fig. 5b). Dans cette figure, la moyenne de 5 valeurs est rapportée avec un écart type allant de 0,001 à 0,004 $W.m^{-1}.K^{-1}$. On peut voir que la conductivité thermique augmente avec la densité. Cela peut être lié à l'augmentation de la porosité qui comprend à la fois la porosité des particules de VSS et la porosité de la matrice ou les interactions VSS-matrice [16]. En outre, la conductivité thermique a diminué avec l'augmentation de l'incorporation de particules de VSS au lieu du sable en raison de la faible conductivité thermique du VSS. Des résultats similaires ont été obtenus sur des composites à base d'agrégats de bois [16], de chanvre [6], de bois de palmier dattier [17].

La conductivité thermique du mortier de référence (sans remplacement de sable) est d'environ 1,01 $W.m^{-1}.K^{-1}$. Le remplacement du sable naturel par du VSS a amélioré les performances thermiques des mortiers en produisant une réduction jusqu'à 63% à un taux de remplacement de 20% en masse (en plus de la diminution de 6% de conductivité thermique résultant de l'ajout de la fumée de silice comme indiqué dans [18]).

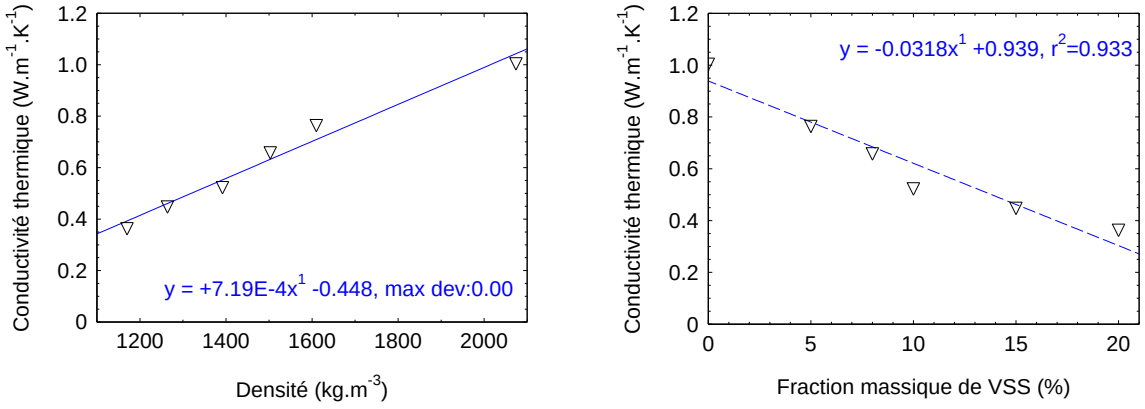


Fig. 5. (a) Conductivité thermique des mortiers vs. leur densité (b) conductivité thermique vs. le % en masse du remplacement du sable par des VSS.

6. Résistances à la compression et à la flexion

Les tests de compression et de flexion ont été réalisés sur les éprouvettes de mortier 3 mois après le moulage. La Figure 6 présente les résultats des tests de la résistance à la compression et de la porosité à l'eau des mortiers (chaque point correspond à une moyenne de trois essais). Les mortiers à base de VSS ont une résistance à la compression beaucoup plus faible que le mortier de référence. Une résistance à la compression respectivement de 23 MPa et 18 MPa peut être obtenue pour 5% et 8% en masse de VSS en remplacement de sable. L'augmentation de la substitution du sable avec les particules de VSS entraîne jusqu'à 90% de réduction de la résistance à la compression pour les mélanges contenant 15% et 20% en masse de VSS. Cette diminution peut être liée à l'augmentation de la porosité du fait de l'incorporation de particules VSS et de la mauvaise adhérence VSS/matrice. Les particules de VSS ont une résistance mécanique inférieure à celle du sable, ce qui peut également contribuer à la diminution de la résistance à la compression des mortiers de VSS.

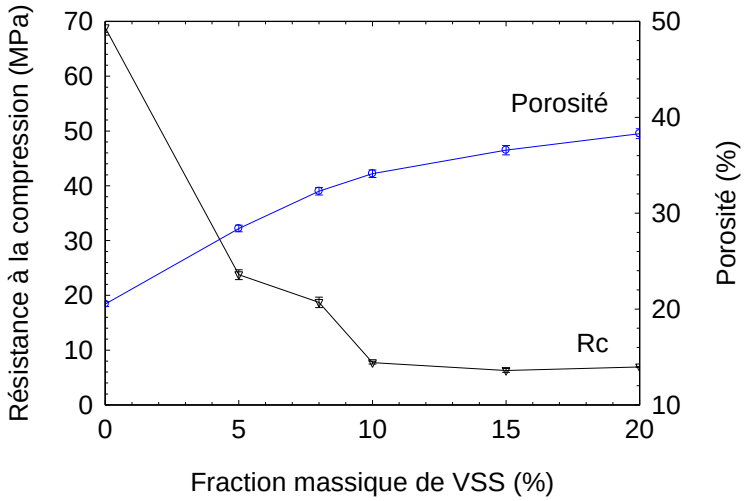


Fig. 6. Résistance à la compression Rc (en noir) et la porosité (en bleu) vs. le % en masse des particules de VSS.

La Figure 7 présente les résultats des tests de la résistance à la flexion des mortiers. Chaque point est une moyenne de quatre tests. Les mortiers ont une résistance à la flexion variant de 7,3 MPa à 2,4 MPa. Par conséquent, ils peuvent être utilisés dans des applications structurelles telles que des blocs préfabriqués pour des murs porteurs selon la norme BS6073 [19].

La valeur de résistance à la flexion la plus élevée (hors VSS-0) de 5,6 MPa a été obtenue pour 8% en masse d'éponges. La diminution de la résistance à la flexion avec l'incorporation des VSS est inférieure à celle de la résistance à la compression. Les fibres en tant que constituant des VSS pourraient améliorer la résistance à la flexion et la ductilité de la matrice dans laquelle elles sont incorporées.

Le mode de rupture des éprouvettes pendant les essais de flexion change en fonction du % en masse de VSS (Fig. 8). Pour le mortier de référence, la rupture des échantillons est brutale et régulière. Cependant, en augmentant le % en masse de VSS, la résistance à la rupture devient plus élevée. Le comportement post-fissuration peut donc être amélioré par l'incorporation de particules de VSS. L'énergie de rupture du mortier peut ainsi être augmentée par l'ajout des particules de VSS. Une telle amélioration de la résistance à la flexion et de la ténacité à une teneur élevée en VSS est également probablement liée au changement de la morphologie de la microstructure comme observé dans la Fig. 4.

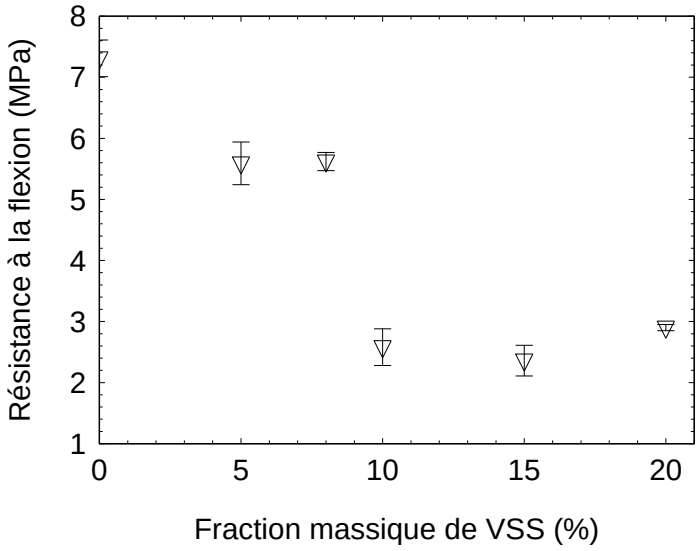


Fig. 7. Influence de l'incorporation des VSS sur la résistance à la flexion.

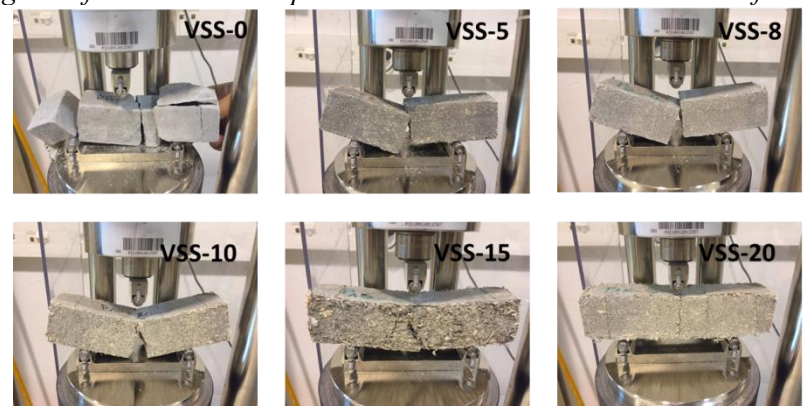


Fig. 8. Le mode de rupture des échantillons au cours des tests de flexion.

7. Performances thermiques et mécaniques

Le tableau 3 résume les valeurs de densité, de conductivité thermique et de résistance à la compression des mortiers de VSS. La comparaison de ces valeurs avec la classification fonctionnelle de la Rilem [20] montre qu'ils peuvent être classés à la fois en classe (I), béton léger

structurel, (pour un remplacement de sable à 5% en poids) et en classe (II), béton léger structurel/isolant (pour les autres matériaux). Un optimum d'isolation thermique et de performance mécanique peut être obtenu pour 8% en masse de remplacement de sable par des particules de VSS (Fig. 8). Bien que le recyclage des déchets de VSS dans les mortiers réduise la résistance à la compression, jusqu'à 8% en masse, les matériaux produits ont une résistance mécanique suffisante pour une utilisation dans des applications structurelles telles que des blocs préfabriqués pour des murs porteurs avec des propriétés d'isolation thermique améliorées, ce qui permet d'économiser de l'énergie. Les mortiers produits avec plus de déchets d'éponges ont des propriétés d'isolation thermique intéressantes et peuvent être utilisés pour des applications non structurelles et structurelles telles que les murs non porteurs, les revêtements de surface et le remplissage de chape isolante.

Table 3. Propriétés des mortiers de VSS.

Mortier léger	*Densité ($kg.m^{-3}$)*	*Conductivité thermique ($W.m^{-1}.K^{-1}$)*	*Rc (MPa)*	*Classe*
VSS-5	*1610 ± 7*	*0,769 ± 0,004*	*23,8 ± 1,8*	*I*
VSS-8	*1503 ± 13*	*0,663 ± 0,002*	*18,7 ± 1,9*	*II*
VSS-10	*1392 ± 9*	*0,528 ± 0,001*	*7,7 ± 0,5*	
VSS-15	*1264 ± 6*	*0,453 ± 0,003*	*6,3 ± 0,7*	
VSS-20	*1170 ± 5*	*0,368 ± 0,004*	*6,9 ± 0,1*	

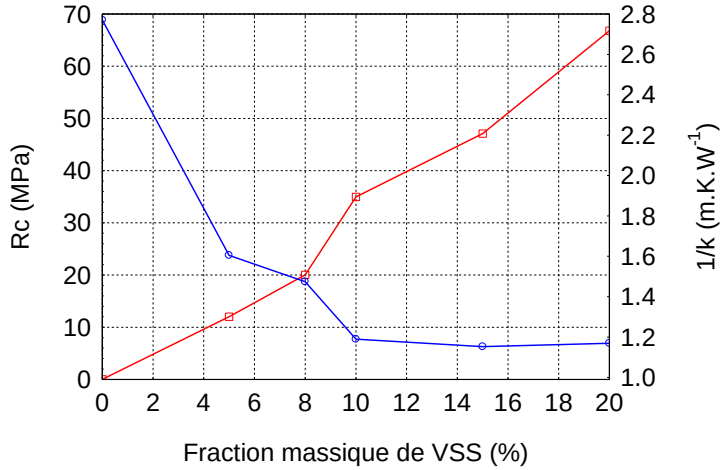


Fig 8. Résistance à la compression Rc (en bleu) et 1/k (en rouge) vs. le % en masse des particules de VSS.

8. Conclusion

Dans cette étude, les performances thermiques et mécaniques des mortiers à base de ciment contenant des déchets d'éponges synthétiques végétales et de la fumée de silice ont été étudiées. Les résultats ont conduit aux conclusions suivantes : (i) l'utilisation de la fumée de silice améliore l'interface ciment/granulats conduisant à la réduction de la porosité et en conséquence à l'augmentation de la résistance mécanique; (ii) la substitution du sable par les particules d'éponges permet une diminution de la conductivité thermique allant jusqu'à 63% pour 20% d'éponges (iii) la combinaison éponges/fumée de silice est susceptible d'améliorer l'extension post-fissuration et l'énergie de rupture, même si la résistance à la compression est diminuée. Une discussion sur les performances thermiques et mécaniques de ces mortiers montre que l'utilisation de déchets d'éponges synthétiques végétales offre un bon potentiel pour répondre à un défi majeur : réduire l'impact environnemental d'un matériau tout en offrant une nouvelle utilisation grâce à un

compromis entre les performances mécaniques et thermiques, obtenu, ici, avec 8% en masse de déchets d'éponge.

Références bibliographiques

[1] A. Rashad, Cementitious materials and agricultural wastes as natural fine aggregate replacement in conventional mortar and concrete, J. Build. Eng. 5 (2016) 119–141.

[2] A. S. Wahyuni, F. Supriani, Elhusna, A. Gunawan, The performance of concrete with rice husk ash, sea shell ash and bamboo fibre addition, Proc. Eng. 95 (2014) 473–478.

[3] A. Sales, S. Araújo Lima, Use of Brazilian sugarcane bagasse ash in concrete as sand replacement, Waste Manage. 30 (2010) 1114–1122.

[4] K. Muthusamy, N.A. Zulkepli, F.M. Yahaya, Exploratory study of oil palm shell as partial sand replacement in concrete, Res. J. Appl. Sci. Eng. Technol. 7 (2013) 2372–2375.

[5] M. Rahim, O. Douzane, A.D. Tran Le, G. Promis, T. Langlet, Characterization and comparison of hygric properties of rape straw concrete and hemp concrete,Constr. Build. Mater. 102 (2016) 679–687.

[6] S. Amziane, F. Collet, Bio-Aggregates Based Building Materials: State-Of-The-Art Report of the RILEM; Technical Committee 236-BBM; Springer Nature:Dortdrecht, The Netherland, 2017; ISBN 978-94-024-1031-0.

[7] S.R. Karade, Cement-bonded composites from lignocellulosic wastes, Constr.Build. Mater. 24 (2010) 1323–1330.

[8] V.M. John, M.A. Cincotto, C. Sjöström, V. Agopyan, C.T.A. Oliveira, Durability of slag mortar reinforced with coconut fibre, Cem. Concr. Compos. 27 (2005)565–574.

[9] Page Jonathan., Formulation et caractérisation d'un composite cimentaire biofibré pour des procédés de construction préfabriquée, Thèse de Doctorat, Université de Caen Normandie, 2017.

[10] N. Stevulova, J. Junak, V. Vaclavik, Effect of silica fume as a component of alternative binder on the selected technically important characteristics of bio-aggregate-based composites, Materials 11 (2018) 2153.

[11] G. Mármol, S.F. Santos, H. Jr, M.V. Savastano, J. Borrachero, J.P. Monzo, Mechanical and physical performance of low alkalinity cementitious composites reinforced with recycled cellulosic fibres pulp from cement kraftbags, Ind. Crops Prod. 49 (2013) 422–427.

[12] F. Köksal , F. Altun, I. Yiğit ,Y. Şahin, Combined effect of silica fume and steel fiber on the mechanical properties of high strength concretes, Constr. Build. Mater. 22 (2008) 1874–1880.

[13] S.E. Gustafsson, Transient plane source techniques for thermal conductivity and thermal diffusivity measurements of solid materials, Rev. Sci. Instrum. 62–3 (1991) 797–804.

[14] S.E. Gustafsson, Transient plane source (TPS) technique for measuring thermal transport properties of building materials, Fire Mater. 19 (1995) 43–49.

[15] T. Salem, N. Dujardin, V. Feuillet, M. Fois, L. Ibos, Comparaison de deux méthodes de mesure de conductivité thermique sur des matériaux isolants ou conducteurs, Congrès Français de Thermique SFT 2019, Nantes, 3 – 6 juin 2019.

[16] M. Bederina , L. Marmoret , K. Mezreb , M.M. Khenfer , A. Bali , M. Quéneudec, Effect of the addition of wood shavings on thermal conductivity of sand concretes: Experimental study and modelling, Constr. Build. Mater. 21 (2007) 662–668.

[17] N. Benmansour, B. Agoudjil, A. Gherabli, A. Kareche, A. Boudenne, Thermal and mechanical performance of natural mortar reinforced with date palm fibers for use as insulating materials in building, Energy and Buildings 81 (2014) 98–104.

[18] Y. Xu, D.D.L. Chung, Effect of sand addition on the specific heat and thermal conductivity of cement, Cement and Concrete Research 30 (2000) 59–61.

[19] P. Turgut, H. M. Algin, Limestone dust and wood sawdust as brick material, Building and Environment 42 (2007) 3399–3403.

[20] M. Riaz Ahmad, B. Chen , S. Y. Oderji, M. Mohsan, Development of a new bio-composite for building insulation and structural purpose using corn stalk and magnesium phosphate cement, Energy & Buildings 173 (2018) 719–733.

Effet des traitements de surface des fibres d'Alfa sur les propriétés mécaniques des composites cimentaires

Soukaina Ajouguim[(1,2)], Jonathan Page[1], Chafika Djelal[1], Mohamed Waqif[2], Latifa Saâdi[2]

[(1)] Univ. Artois, ULR 4515 - LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, F-62400 Béthune, France
[(2)] Univ. Cadi Ayyad - IMED-Lab, Laboratoire du Matériaux innovants, Énergie et Développement Durable, 40000, Marrakech, Maroc.;
E-mail du premier auteur : ajouguim@gmail.com

Résumé

La plante d'Alfa présente un intérêt écologique et socio-économique significatif dans les pays du Maghreb. Elle est utilisée dans plusieurs domaines d'applications tels que la production artisanale et l'industrie papetière. Si de nombreuses études ont été effectuées sur des fibres végétales (lin, chanvre, jute, etc.) dans une matrice cimentaire, ce n'est pas le cas de la plante d'alfa. L'objectif principal de ce travail est de développer un mortier fibré d'Alfa avec des propriétés mécaniques importantes. Des études ont montré que que les fibres d'Alfa améliorent la résistance à la flexion des mortiers renforcés. Cependant, une diminution de la résistance à la flexion du composite après 90 jours de durcissement a été constatée. Afin d'améliorer les propriétés mécaniques du composite, différents traitements ont été explorés : traitement alcalin à la soude, traitement hydrothermal par eau bouillante, enrobage au ciment sulfoaluminate, traitement enzymatique et traitements par ultrasons. Il a été noté que les traitements permettaient une élimination partielle des composants non cellulosiques et amélioraient la rugosité de la fibre d'Alfa. Des fibres d'Alfa brutes et traitées ont été incorporées dans des mortiers de ciment à différentes longueurs (10 et 20 mm) avec un taux d'addition de 1 %vol. Par rapport aux fibres non traitées, les fibres traitées chimiquement offrent une amélioration de 38 % de la résistance à la flexion à 28 jours pour les deux longueurs de fibres. Contrairement aux fibres enrobées, l'efficacité du traitement a été constatée à 90 jours de durcissement. Ces résultats ont été validés par la porosité accessible à l'eau et des essais calorimétriques.

Mots clés
Traitement chimique, Enrobage, Enzymatique, Ultrasons, Mortier, Alfa, Propriétés mécaniques.

1. Introduction

L'incorporation de fibres naturelles dans les matériaux de construction est devenue une nécessité dans la démarche de développement durable pour les industries de la construction. Les fibres naturelles ont un potentiel important en raison de leurs nombreux avantages : abondance, biodégradabilité et faible coût de production. Malgré ces avantages, l'utilisation des fibres végétales reste limitée dans les matériaux de construction, notamment en raison de leur composition chimique et de leur grande sensibilité à l'eau qui conduit à des performances modérées pour les composites. Le caractère hydrophile des fibres végétales influence fortement les propriétés des composites cimentaires, ce qui conduit à une réduction de la consistance du mélange [1]. L'absorption d'eau lors du processus de mélange génère des phénomènes de dilatation/contraction des fibres à l'intérieur de la matrice après durcissement du composite, ce qui conduit à une mauvaise adhérence fibre/matrice [2]. De plus, les fibres végétales influencent la formation des hydrates produits lors des réactions d'hydratation du ciment [3]. Ces fibres contiennent des composés non cellulosiques qui pourraient réagir avec les ions calcium présents dans la matrice cimentaire, conduisant à une inhibition partielle ou totale des réactions d'hydratation [4].
Plusieurs études ont proposé des traitements pour améliorer les propriétés structurelles et morphologiques des fibres naturelles [2,5]. Généralement, les traitements contribuent à une

élimination partielle des composés non cellulosiques (lignine, hémicellulose, cire, etc.) présents dans la structure des fibres. Par conséquent, les propriétés mécaniques ont été améliorées en raison de l'amélioration des propriétés d'adhérence des fibres après traitement. Parmi les traitements chimiques, le traitement alcalin est le plus efficace et le plus simple à mettre en œuvre. Les traitements chimiques permettent de réduire le caractère hydrophile des fibres naturelles en améliorant deux caractéristiques physiques : la mouillabilité et la rugosité de surface, ce qui améliore par la suite les liaisons interfaciales entre la matrice et la fibre [1,6]. Les traitements biologiques sont aussi intéressants, tels que le traitement par des enzymes de pectinase. Les fibres d'Alfa traitées ont montré des propriétés mécaniques améliorées en comparaison avec les fibres non traitées.

Le traitement hydrothermal pourrait également être utilisé en raison de sa rentabilité et de son faible impact sur l'environnement. Cette voie élimine les matières hydrosolubles (cire, polysaccharides et impuretés) de la surface des fibres et réduit la teneur en pectine. Il a été confirmé que faire bouillir les fibres de Diss pendant quatre heures pouvait réduire considérablement la teneur en sucres présente dans la structure des fibres de Diss [7]. Des travaux antérieurs ont confirmé qu'un traitement de 1 heure pouvait améliorer l'indice de cristallinité de la fibre, et éventuellement assurer une élimination partielle des composants non cellulosiques [8].

L'enrobage minéral des fibres naturelles pourrait également améliorer l'interface fibre/matrice. L'enrobage permet la création d'une zone interfaciale fibre/matrice de faible alcalinité [9]. Cela peut probablement empêcher la minéralisation par migration de produits calciques présents dans le ciment [10].

Il existe plusieurs types de traitement physique, tel que le traitement par les ultrasons. Ce traitement consiste à provoquer des cavitations sur la surface des fibres en générant un champ ultrasonore. Des fibres d'agaves ont été traitées aux ultrasons avec une amplitude de 160 µm pendant 7,5 min de traitement à 23 °C. Ces conditions permettent d'atteindre une élimination maximale des sucres, tout en apportant une amélioration des propriétés thermiques [11].

Sur la base de nos travaux antérieurs, l'utilisation des fibres brutes d'Alfa est prometteuse comme renfort dans le mortier de ciment [12]. Cependant, une diminution des propriétés mécaniques a été observée après 90 jours de durcissement ce qui est probablement due à la dégradation des fibres Alfa. Ce travail vise à proposer un moyen de modifier la surface de la fibre afin d'améliorer les propriétés mécaniques du composite.

L'étude de l'efficacité des traitements de surface des fibres d'Alfa sur les propriétés mécaniques du composite cimentaire est présentée dans ce papier. Des formulations de mortier ont été réalisées avec une fraction volumique de 1% de fibres d'Alfa. Deux longueurs des fibres ont été testées : 10 et 20 mm. Des essais mécaniques ont été effectués sur des éprouvettes 4x4x16 cm puis des essais de porosité et de calorimétrie.

2. Préparation des matériaux

2.1. Traitement des fibres d'Alfa

La plante d'Alfa (Stipa tenacissima L) a été récoltée dans la région Nord-Est du Maroc (à proximité de la ville d'Oujda). Les fibres ont été découpées manuellement à 10 et 20 mm (Fig.1). Cinq types de traitements ont été explorés :

- **Traitement alcalin** : Les fibres d'Alfa sont immergées séparément pendant 6 heures dans une solution d'hydroxyde de sodium (NaOH) à 6 % de concentration massique. Les fibres traitées sont ensuite lavées, dans un premier temps, dans une solution d'acide acétique diluée à une concentration de 1%, puis les fibres sont rincées à plusieurs reprises avec de l'eau fraiche, jusqu'à

neutralisation. Des mesures de pH de la solution de lavage sont effectuées à chaque reprise. Enfin, les fibres d'Alfa traitées sont égouttées et séchées à l'étuve à 60 °C pendant 48 heures.

- **Traitement hydrothermal** : il consiste à porter à ébullition les fibres d'Alfa pendant 1 heure. Ensuite, les fibres traitées ont été égouttées puis séchées à température ambiante pendant 48 heures.
- **Traitement enzymatique** : il est réalisé à l'aide d'une solution de pectines (de concentration de 2%vol.).Le traitement enzymatique a été réalisé à l'aide d'un d'agitateur (150 tr/min) à la température optimale de l'enzyme (60 °C) pendant 12h. Un rapport solution enzymatique/fibres de 1:25 (masse/volume) a été conservé pour assurer le mouillage complet des fibres. Les fibres traitées sont ensuite séchées à l'étuve à 60 °C pendant 48 h, puis conservés dans des sacs en plastique.
- **Traitement ultrasons** : Les fibres d'Alfa ont été soumises aux ultrasons pendant 10 min avec une fréquence de 20 kHz à une puissance de sortie de 200 W. L'eau distillée a été utilisée comme milieu et le poids des fibres à la solution aqueuse a été maintenu comme 1:20 (masse/volume).
- **Traitement par enrobage** : l'enrobage des fibres a été réalisé en utilisant du ciment sulfoaluminate. La suspension a été préparée en mélangeant de l'eau et du ciment (rapport eau/ciment = 1) et des fibres ajoutées (rapport fibres/ciment = 2/3). Les fibres enduites sont ensuite stockées à l'air ambiant (20 ± 1°C, 65 ± 5% RH) pendant 7 jours.

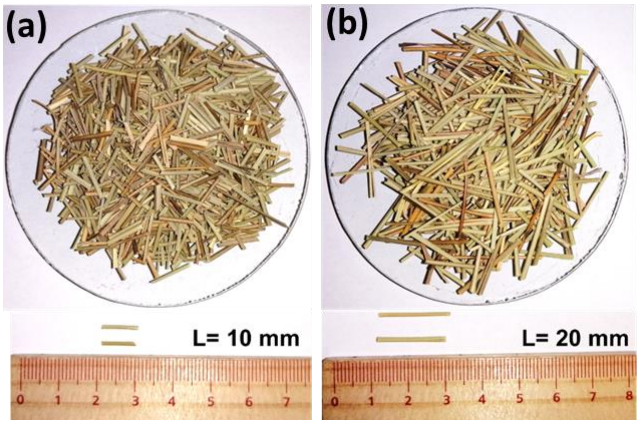


Fig. 1 : Fibres d'Alfa coupées à des longueurs de 10 mm (a) et 20 mm (b)

2.2. Formulation des mortiers

Le mortier élaboré est un mélange à base de sable siliceux de granulométrie 0/1 mm, de ciment CEM III/B 42,5N, de filler calcaire et de fibres d'Alfa. Un superplastifiant et un viscosant ont été incorporés au mélange pour respectivement, assurer une meilleure ouvrabilité du mortier et pour éviter toute ségrégation. L'introduction des fibres d'Alfa dans les formulations a été faite par addition volumique (1 % en volume).

La dénomination optée pour les éprouvettes préparées est : M-FXy: Mortier incorporant de fibres d'Alfa traitées par X de longueur Y mm. Le Tableau 1 présente les différents constituants du mortier témoin (MT) élaboré avec un E/C=0,35 et S/C=1. Ces proportions découlent d'une campagne expérimentale antérieure à ce travail [13]. De plus, deux formulations de mortier contenant des fibres non traitées (MFNT) découpées en 10 et 20 mm ont été élaborées.

Tableau 1: Composition du mortier

Composants	*Ciment CEM III*	*Sable 0/1*	*Calcaire (filler)*	*Superplastifiant*	*Agent de viscosité*
Quantité en (g)	900	900	225	9	4,5

3. Cinétique d'hydratation des mélanges

La caractérisation de l'interaction entre les fibres d'Alfa et la matrice cimentaire a été réalisée sur un mortier de fibres Alfa. Le flux de chaleur dégagé lors de la réaction d'hydratation a été mesuré à l'aide d'un calorimètre isotherme. La Fig. 2 montre le flux de chaleur dégagée lors de la réaction d'hydratation du composite cimentaire mesurée à l'aide d'un calorimètre isotherme. Par rapport au MT, le mortier renforcé de fibres d'Alfa présente une diminution de l'intensité du flux thermique, qui est plus important pour le M-FNT. Cette diminution est probablement liée à une modification de la cinétique d'hydratation due à la libération de composés extractibles présents dans la composition de la fibre. Dans des précédentes études [14], il a été confirmé que la pectine présente dans la composition de fibres est un agent chélatant des ions de calcium. En effet, la pectine inhibe la formation du gel du silicate de calcium et l'hydroxyde de calcium, qui présentent les principaux produits d'hydratation du ciment Portland [4]. Une inhibition partielle de la prise du ciment a été notée pour les mortiers à base de sciure de bois, ce qui affecte les propriétés mécaniques du composite [15].

Par rapport au M-FNT, les mortiers M-FA, M-FH et M-FEz ont montré des intensités plus élevées du flux de chaleur. Ceci prouve l'efficacité des traitements pour éliminer une quantité d'éléments extractibles présents dans les fibres d'Alfa. Le traitement par enrobage a montré une légère augmentation du pic d'hydratation du M-FE. Cependant, le traitement par ultrasons n'a pas montré une évolution significative du pic d'hydratation. En comparaison avec la fibre non traitée, un retard de prise de 1 heure a été noté, en conséquence un large pic d'hydratation est observé.

Le dégagement de chaleur cumulé au cours de la réaction d'hydratation a été déterminé par l'intégration de la courbe d'intégration du flux de chaleur. Le MT a un dégagement de chaleur cumulé de 157,6 J/g, l'incorporation de fibres Alfa réduit la valeur du dégagement de chaleur d'environ 13%. Cependant, les deux traitements (hydrothermal et alcalin) fournissent approximativement le même dégagement de chaleur : 136 J/g et 132 J/g pour M-FA et M-FH, respectivement. Une amélioration de 8% par rapport au M-FNT est observée, ce qui traduit une augmentation de la formation des hydrates de silicate de calcium.

Le traitement par enrobage et par des enzymes a montré presque le même dégagement de chaleur qui est proche de 125 J/g. Cependant, le traitement par les ultrasons a présenté le plus faible dégagement de chaleur, qui est de l'ordre de 100 J/g.

En conclusion, les traitements chimiques permettent d'améliorer la résistance à la compression du composite par rapport au mortier de fibres non traitées. En effet, le test calorimétrique a confirmé l'amélioration du flux de chaleur pour M-FA, M-FH et M-FEz. Ceci est principalement dû à l'efficacité des traitements pour réduire les composants non cellulosiques, pratiquement la pectine qui est le facteur majeur de la cinétique d'inhibition de l'hydratation.

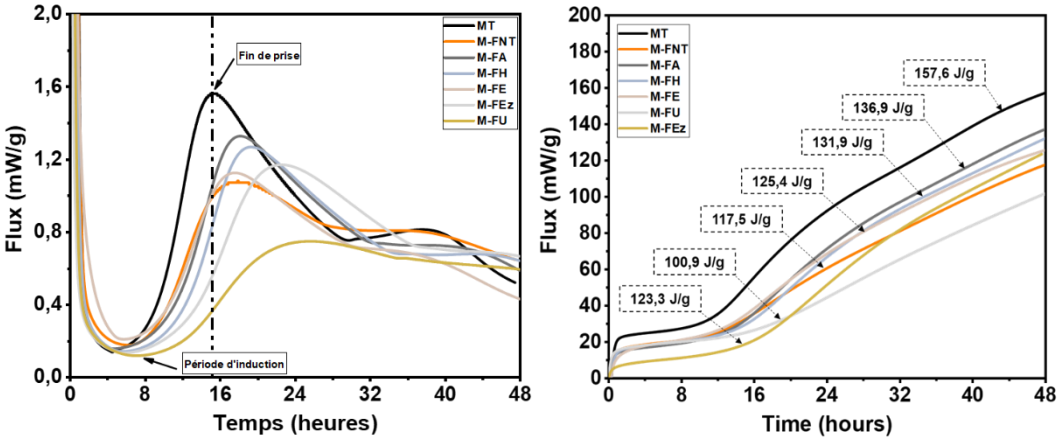


Fig. 2: Flux de chaleur instantané (a) et chaleur cumulée dégagée (b) pour les mortiers renforcés de fibres d'Alfa traitées

4. Effet des traitements sur les propriétés mécaniques

Des éprouvettes de 40x40x160 mm ont été fabriqués, puis conservées pendant 7, 28 et 90 jours dans une chambre humide (T = 20±2°C, humidité relative > 90%). A chaque échéance, les résistances à la flexion et à la compression ont été mesurées expérimentalement selon la norme EN-1015-11.

4.1. Résistance à la compression

La Fig. 3 montre la résistance à la compression après 28 et 90 jours de durcissement de différents mortiers renforcés de fibres. La résistance à la compression des mortiers témoins est de 83,2 MPa à 28 jours et de 85,7 MPa à 90 jours. L'incorporation des fibres d'Alfa dans un mortier de ciment conduit à diminuer les valeurs de résistance à la compression par rapport au mortier témoin.

L'augmentation de la longueur des fibres d'Alfa conduit généralement à la réduction de la résistance à la compression. Cette constatation peut être établie pour tous les mortiers renforcés de fibres traitées. Cependant, la chute de résistance à la compression liée à l'augmentation de la longueur reste plus faible que celle du M-FNT. En comparaison avec les différents mortiers renforcés, le M-FA présente la résistance à la compression la plus élevée. Après 28 jours de durcissement, le M-FA10 a une résistance à la compression de 74,6 MPa, ce qui montre une augmentation d'environ 9% par rapport au M-FNT. Une augmentation de la résistance à la compression a été également constatée pour le M-Fez de 1% et 10 % pour M-Fez10 et M-Fez20, respectivement.

Ce comportement observé par les fibres traitées alcalin, hydrothermal et enzymatique est généralement favorisé par l'élimination partielle de certains éléments non cellulosiques, notamment les pectines, qui pourraient influencer fortement les réactions d'hydratation de ciment [16], en conséquence, les résistances à la compression du composite. Ceci contribue à l'accélération des réactions d'hydratation, produisant plus de gel de silicate de calcium et de portlandite, ce qui affecte positivement la résistance à la compression. Les résultats obtenus par la calorimétrie des différents mortiers confirment l'évolution de la résistance de la compression observée.

Contrairement aux fibres enrobées (M-FE), le mortier renforcé n'a pas montré d'amélioration significative par rapport au M-FNT. Néanmoins, à 90 jours de durcissement, une légère amélioration de 8,6 % a été observée pour les mortiers avec des fibres de 20 mm de longueur. Ceci indique que l'efficacité du revêtement est plus observée à long terme [17]. Concernant le traitement par des ultrasons, ce traitement ne semble pas très efficace pour améliorer les performances des fibres d'Alfa. Une réduction de la résistance à la compression des composites a été constatée. Ceci est probablement lié aux porosités (cavités) crées par les ondes ultrasonores sur la surface des fibres.

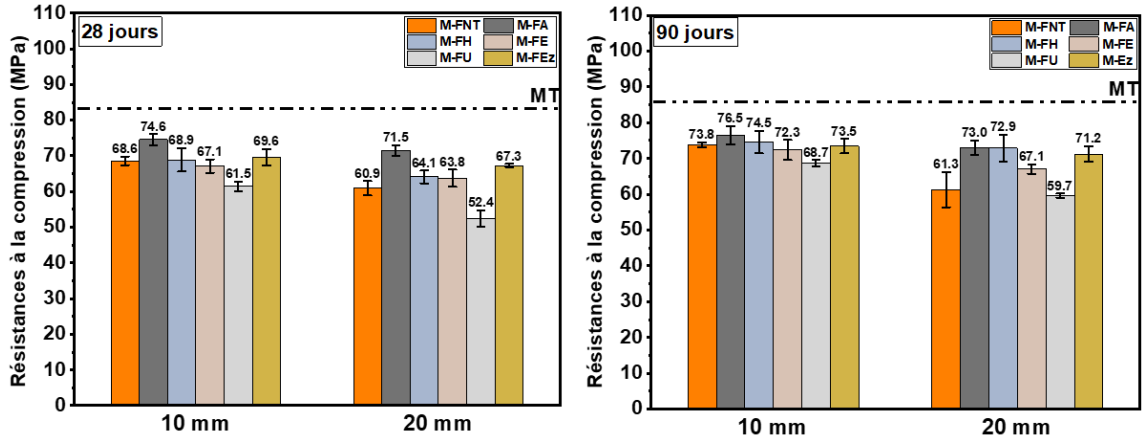


Fig. 3: Résistance à la compression des mortiers renforcés par des fibres d'Alfa non traitées et traitées

4.2. Résistance à la flexion

Les matériaux cimentaires sont connus pour leur faible résistance à la flexion, généralement inférieure à 10 MPa. La Fig. 4 présente la résistance à la flexion après 28 et 90 jours de durcissement de différentes fibres de mortier renforcé.

Par rapport au MT, l'ajout des fibres d'Alfa améliore les résistances à la flexion des mortiers fibrés. A 28 jours, une augmentation de 38 % est observée pour le mortier contenant des fibres non traitées pour les deux longueurs (10 et 20 mm). À 90 jours, la résistance à la flexion du M-FNT a diminué par rapport aux valeurs de 28 jours de durcissement. Ceci est peut-être dû à la forte alcalinité du ciment qui peut endommager les fibres et donc réduire sa capacité de renforcement [5]. Cependant, les fibres traitées ont montré un meilleur comportement à l'intérieur de la matrice. Bien que les traitements alcalins et hydrothermal n'aient pas montré de changement significatif de la résistance à la flexion par rapport au M-FNT de 10 mm de longueur, une légère augmentation de la résistance à la flexion a été observée pour les mortiers M-FH10 et M-FA10.

Les traitements de surface conduisent à protéger les fibres contre la dégradation au fil du temps, ce qui explique les valeurs de la résistance à la flexion à 90 jours de cure. La résistance à la flexion de M-FNT a diminué de 10 MPa à 28 jours à 7 MPa à 90 jours, soit une diminution de 30 % au fil du temps. Cependant, les valeurs de résistance à la flexion du M-FA et M-FH à 90 jours restent pratiquement les mêmes. Le M-FE présente un comportement inverse, à 28 jours de durcissement, les M-FE10 et M-FE20 présentent une résistance à la flexion d'environ 7 MPa, ce qui est inférieur à celui des M-FNT. Néanmoins, le M-FE montre une amélioration de la résistance à la flexion à 90 jours de durcissement. Cela pourrait être dû à la création d'une couche protectrice à la surface des fibres Alfa, qui limite la dégradation de la paroi cellulaire des fibres d'Alfa au fil du temps. Un comportement similaire a été rapporté dans la littérature. Des composites renforcés par des fibres de lin enrobées par un colis de laitier/ciment ont montré des résistances à la flexion inférieures à celles du mortier de référence à 7 et 28 jours de cure, mais plus élevées après 90 jours [18].

En comparaison avec les M-FA et M-FH, les mortiers avec des fibres traitées par enzymes ont montré des résistances à la flexion quasiment proche à 90 jours de cure. Une légère diminution des résistances de M-Fez10 est observée de l'ordre de 7% et 3% par rapport au M-FA10 et M-FH10, respectivement. Les traitements ont pour objectif d'améliorer en premier lieu les propriétés d'adhésion des fibres. Ceci influence fortement l'interface fibre/matrice. Une bonne adhésion permet d'obtenir de bonne résistance mécanique, et en particulier en flexion.

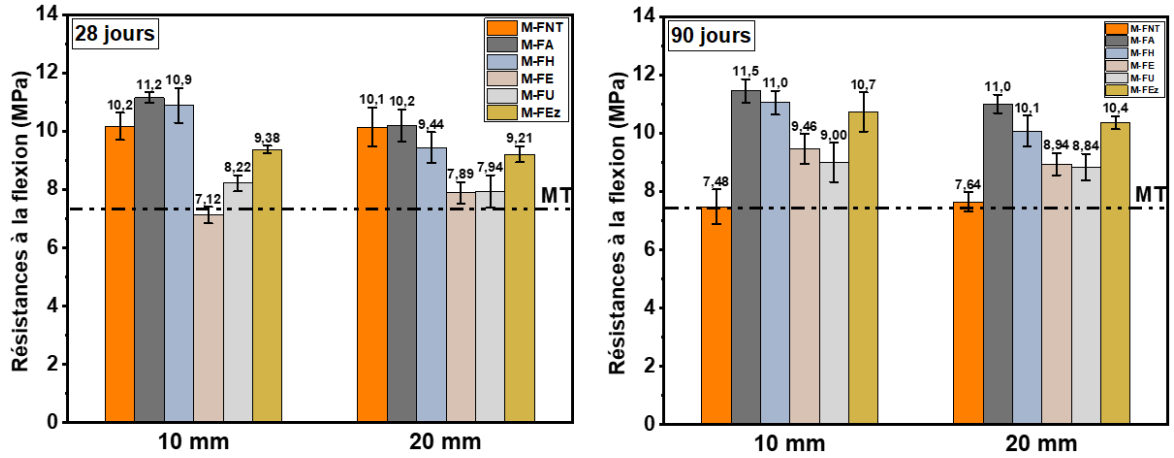


Fig. 4: Résistance à la flexion des mortiers renforcés par des fibres d'Alfa non traitées et traitées

5. Effet des traitements sur les propriétés physiques

La mesure de la porosité accessible à l'eau a été réalisée selon la norme NF P18-459. La Fig. 5 présente la porosité des différents mortiers en corrélation avec la résistance à la compression. Le mortier témoin montre une faible porosité de 10,5 %. L'incorporation de fibres végétales augmente fortement la porosité des mortiers par rapport au mortier témoin. Par rapport au MT, les mortiers renforcés des fibres d'Alfa ont des porosités de 12,7 % et 13,9 %, soit une augmentation relative de 21,2 % et 32,6 % pour le M-FNT10 et M-FNT20, respectivement. Cependant, le mortier avec des fibres d'Alfa traitées présente une réduction importante de la porosité accessible à l'eau par rapport au MT et M-FNT. En effet, les mortiers à fibres traitées à l'eau bouillante ont des porosités de 11,5 % et 13,4 %, et les fibres traitées aux alcalin ont des porosités de 10,6 % et 10,9 %. Ceci confirme l'efficacité de ces traitements pour améliorer la compatibilité entre les fibres et la matrice cimentaire. Le M-FE et le M-FEz montrent une porosité très similaire à l'UF-M, ce qui pourrait expliquer les valeurs de résistance à la compression rapportées précédemment.

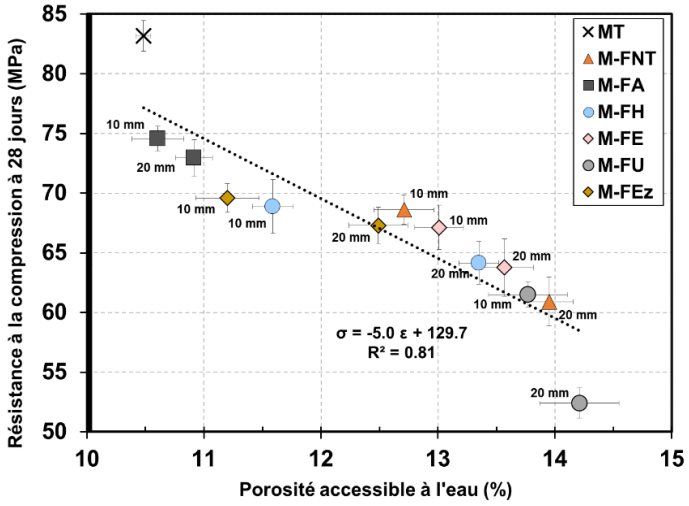


Fig. 5: Porosité des mortiers renforcés par des fibres d'Alfa non traitées et traitées

Conclusion

L'objectif de ce travail est d'étudier l'efficacité des traitements des fibres d'Alfa sur les propriétés mécaniques des mortiers de ciment. Les principales conclusions sont les suivantes :

• La fibre d'Alfa améliore la résistance à la flexion des mortiers à 28 jours. Néanmoins, après 90 jours de durcissement, les fibres d'Alfa sont soumises à une dégradation, ce qui entraîne une diminution des performances mécaniques des composites renforcés des fibres d'Alfa.

• Les traitements chimiques (alcalin, hydrothermal) et biologiques (enzymatique) ont été efficaces pour protéger les fibres Alfa de la dégradation après 90 jours de durcissement, par rapport aux fibres Alfa non traitées.

• Le M-FE présente une légère évolution à 90 jours de durcissement par rapport au M-FNT. Ceci pourrait être lié à l'amélioration de l'interface entre le mortier et les fibres enrobées au cours du temps.

• Une légère augmentation de la résistance à la compression a été notée pour les mortiers avec des fibres traitées chimiquement, ceci a été confirmé par la mesure de la porosité accessible à l'eau. Par rapport M-FNT, la porosité du mortier avec des fibres d'Alfa traitées a été réduite, ce qui peut être la raison de l'amélioration de la résistance à la compression.

• Une amélioration du dégagement de chaleur pour le M-FH et M-FA, ceci se traduit par une amélioration des réactions d'hydratation du composite contenant des fibres traitées. Cette amélioration est principalement due à l'efficacité des traitements pour éliminer les composés non cellulosiques qui pourraient retarder la réaction d'hydratation.

Références bibliographiques

[1] Chafei S., Khadraoui F., Boutouil M., Gomina M., 2015; Effect of flax fibers treatments on the rheological and the mechanical behavior of a cement composite, Constr. Build. Mater, vol. 79, pp. 229–235.

[2] Ferreira, S. R., Silva, F. D. A., Lima, P. R. L., Toledo Filho, R. D., 2015 ; Effect of fiber treatments on the sisal fiber properties and fiber-matrix bond in cement based systems, Constr. Build. Mater, vol. 101, pp. 730–740.

[3] Ardanuy, M., Claramunt, J., García-Hortal, J. A., Barra, M., 2011; Fiber-matrix interactions in cement mortar composites reinforced with cellulosic fibers, Cellulose, vol. 18, pp. 281–289.

[4] Sedan, D., 2007; Etude des interactions physico-chimiques aux interfaces fibres de chanvre/ciment : influence sur les propriétés mécaniques du composite. Thèse de doctorat, Université de Limoges.

[5] Belkadi, A. A., 2018; Contribution à l'étude de la durabilité et les performances des bétons autoplaçants (fibres végétales, milieu agressif, formulation, modélisation), Thèse de doctorat, Universé Mohamed Khider Biskra.

[6] Bilba, K., Arsene, M.-A., 2008; Silane treatment of bagasse fiber for reinforcement of cementitious composites, Compos. Part Appl. Sci. Manuf, vol.39, pp.1488–1495.

[7] Sellami, A., Merzoud, M., Amziane, S., 2013; Improvement of mechanical properties of green concrete by treatment of the vegetals fibers, Constr. Build. Mater, vol. 47, pp. 1117–1124.

[8] Ajouguim, S., Abdelouahdi, K., Waqif, M., Stefanidou, M., Saâdi, L., 2019; Modifications of Alfa fibers by alkali and hydrothermal treatment, Cellulose, vol. 26 (3), pp. 1503–1516.

[9] Tolêdo Filho, R. D., Ghavami, K., England, G. L., Scrivener, K., 2003 ; Development of vegetable fibre–mortar composites of improved durability, Cem. Concr. Compos, vol. 25, pp. 185–196.

[10]Page, J., Amziane, S., Gomina, M., 2019 ; Optimization of the linseed oil treatment of flax fibres: influence on fresh properties of fibre reinforced mortars, Acad. J. Civ. Eng, vol. 37, pp. 73–79.

[11] Annandarajah, C., 2020; Manufacture and characterization of natural fiber biocomposites for automotive application. Graduate Theses and Dissertations, Iowa State University, Ames, Iowa.

[12] Ajouguim, S., Page, J., Djelal, C., Waqif, M., Saâdi, L., 2021; Impact of Alfa fibers morphology on hydration kinetics and mechanical properties of cement mortars, Constr. Build. Mater. vol. 293, pp. 123514.

[13]Magniont, C., 2010; Contribution à la formulation et à la caractérisation d'un écomatériau de construction à base d'agroressources, Thèse de doctorat, Université de Toulouse.

[14] Djelal, C., Page, J., Kada, H., Vanhove, Y., 2020; Feasibility study of using poplar wastes as sand in cement mortars. J. Mater. Cycles Waste Manag, vol.22 (2), pp. 488–500.

[15] Dittenber, D. B., Gangarao, H. V. S., 2012; Critical review of recent publications on use of natural composites in infrastructure, Composites Part A: Applied Science and Manufacturing, pp. 1419–1429.

[16] Bederina, M., Laidoudi, B., Goullieux, A., Khenfer, M. M., Bali, A., Quéneudec, M., 2009; Effect of the treatment of wood shavings on the physico-mechanical characteristics of wood sand concretes, Constr. Build. Mater, vol. 23, pp.1311–1315.

[17] Page, J., Khadraoui, F., Gomina, M., Boutouil, M, 2019; Influence of different surface treatments on the water absorption capacity of flax fibres: rheology of fresh reinforced-mortars and mechanical properties in the hardened state, Constr. Build. Mater,vol. 199, pp. 424–434.

Reinforced concrete hollow core slabs with externally bonded CFRP reinforcement under blast loading

A. Maazoun[12*],S. Matthys[2], B. Belkassem[3], A. Siala[1], D. Lecompte[3]

[1]*Defense Science and Technology, Military Research Center, Ministry of National Defense, Tunisia*
[2]*Ghent University, Magnel-Vandepitte Laboratory, Department of Structural Engineering and Building materials, Technologie park-Zwijnaarde 904, 9052 Gent, Belgium*
[3]*Royal Military Academy, Civil and Materials Engineering Department, 30 Avenue de la renaissance, 1000 Brussels, Belgium*
E-mail du premier auteur : maazounazer@yahoo.com

Abstract

One of today's state-of-the-art techniques for strengthening of reinforced concrete structural elements is the use of Carbon Fibre Reinforced Polymer (CFRP) composite strips as Externally Bonded Reinforcement (EBR). This is justified for quasi-static loads by the high strength, light weight and excellent durability characteristics of CFRP EBR in combination with their ease of application. The present paper deals with the performance of the technique for blast loads. This paper investigates the usefulness of CFRP EBR to improve the flexural resistance capacity of reinforced concrete hollow core slabs (RCHCS) under blast loads. In order to achieve this objective, three simply supported RCHCS with a compression layer, were subjected to an explosion test. The obtained experimental results of the RCHCS without and with EBR are presented and discussed with the aim of evaluating the influence of EBR on the blast response of the RCHCS. A numerical analysis is also carried out using the finite element software LS-DYNA to complement the experimental results.

Keywords

Carbon fiber reinforced polymer; Blast loading; Hollow core slab; Numerical simulation;

1. Introduction

Hollow core slabs are one of the most well know prefabricated elements used for flooring and wall panels in industrial, residential and infrastructure construction due to their many advantages such as high load resistance, low cost and reduced self weight. Most of the studies of hollow core slabs are focused on static and fire resistance. Baran [1] performed experiments on five precast hollow core slabs with and without reinforced concrete topping layer of 5 cm thickness. The application of a topping layer results in an increased cracking moment (22 - 33 %). Elgabbas et al. [2] presented an analytical and experimental investigation of EBR strengthening of six prestressed hollow core slabs loaded statically. Ultimate test enhancement was achieved and the strengthened slabs experienced a higher number of tensile cracks with smaller widths and extended further away from the constant moment region. More recently, a number of studies have also been conducted regarding the use of FRP EBR for strengthening critical infrastructure (concrete and masonry) against blast loading. Tanapornraweekit et al. [3], Pantelides et al. [4], Kim et al. [5,6], Mosalam [7], Qian et al. [8] and Lin et al. [9] conclude that the use of FRP sheets or strips results in an increased stiffness, decreased deformations, less spalling and multiple smeared cracks. This paper investigates the effect of using CFRP as EBR on the flexural resistance capacity of RCHCS under blast loading.

2. Experimental analysis

Three RCHCS have been tested with nominal dimensions 6 m length, 0.6 m width and 0.165 m thickness. The compressive cylinder strength of the concrete, fc=45N/mm2, tensile strength, fct=3.8 N/mm2, and modulus of elasticity, Ec=36,300 N/mm2 were considered as per manufacturer's technical sheet. The main reinforcement is composed of 6 bars of 10 mm diameter. The reinforcement has a characteristic yield strength of fyk=500 N/mm2 and Young's modulus of Es=200,000 N/mm2. The top surface of the hollow core slabs are cleaned to remove any dust and debris before the cast of the compression layer. The steel used for the compression layer of the RCHCS was a welded mesh of 5 mm diameter spaced at a distance of 150 mm. The thickness of the concrete cover was 50 mm, the compressive strength, tensile strength and Young's modulus of concrete were fc=40 N/mm2 , fct=3.5 N/mm2 and Ec=35,000 N/mm2, respectively. Figure 1 shows the geometry and the section of the RCHCS with a compression layer .

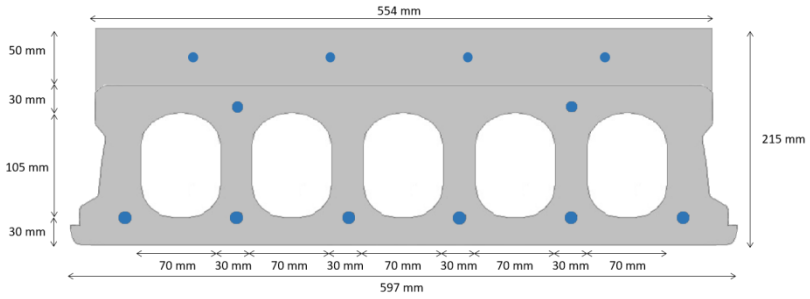


Figure 1. Geometry of RCHCS with compression layer

Three RCHCS with a compression layer are tested. One of the slabs is used as a reference specimen and the remaining slabs are strengthened at the top with CFRP strips as shown in figure 2.

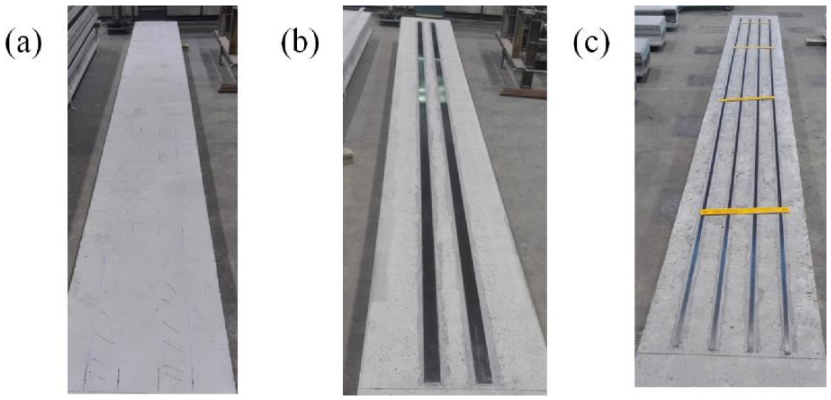


Figure 2. (a) control specimen (b) RCHCS with 2 CFRP strips (c) RCHCS with 4 CFRP strips

Before bonding the CFRP strips with the epoxy, the top surface of RCHCS is roughened to remove a thin layer of concrete skin and to increase the bond strength between the CFRP strip and the concrete. After cleaning the surface of the concrete and the CFRP strips, a thin layer of epoxy is applied to the concrete and the CFRP strips. Finally, the CFRP strips are placed onto the surface of the concrete and bonded. Table 1 summarizes the static material proprieties of the specimens.

Table 1. Static material proprieties of CFRP strips

Specimens	Type of the slab	Amount of CFRP (mm2/m)	Tensile strength of CFRP (MPa)	Elongation at Break of CFRP (%)
Test A1	Control-spec	-	-	-
Test A2	2 CFRP strips	120	2800	> 1.7 %
Test A3	4 CFRP strips	150		

Three explosion tests have been performed, with the same standoff distances for a constant charge weight under the slabs (see Table 2). The slabs are simply supported at both sides by wooden pieces of 150 mm width, in order to allow small rotations of the slab ends.The span length between the axis of the supports is equal to 5.4m. Linear Variable Displacement Transducers (LVDT) were used to measure the vertical displacement of the slab. All the LVDTS were fixed to the top side of the slab. Pressure Transducers are used on all the blast tests to record the overpressure in the free air. Figure 3 shows the test set-up and the location of the instruments: three LVDTs placed at different positions along the length, a pressure transducer was placed at 2 m from the explosive charge to measure the reflected pressure, a high speed camera capturing 1000 frames per second was used to record each experiment.

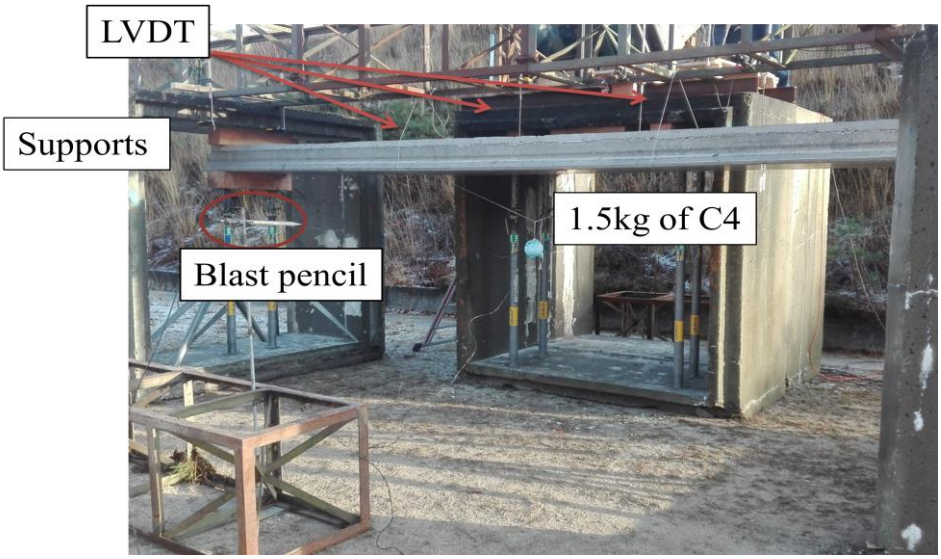


Figure 3. Experimental set-up

An explosive charge of 1.5kg of C4 is suspended in the middle, underneath the slab at a fixed standoff distance of 0.5m. The main experimental results of the tests of the RCHCS without and with EBR are presented in table 2.

Table 2. Test parameters and recorded midspan delfection

	Type of the slab	Weight of the explosive charge (Kg)	Standoff distance (m)	Reflected pressure (MPa)	Reflected Impulse (MPa.ms)	Maximum deflection at the mid span of the slab (mm)
Test A1	Control spec	1.5	0.5	48	2.4	65.5
Test A2	2 CFRP strips					55.0
Test A3	4 CFRP strips					46.0

The deflection at the midspan of the RCHCS for all the blasted specimens are shown in figure 4. A reduction in the maximum deflection is observed for test A2 and A3, for the upward displacement phase. Moreover, the strengthened specimens behave in a stiffer way and show smaller deformations than the reference specimen. In the rebound phase, the downward deflection of the retrofitted specimens is larger than the control specimen.

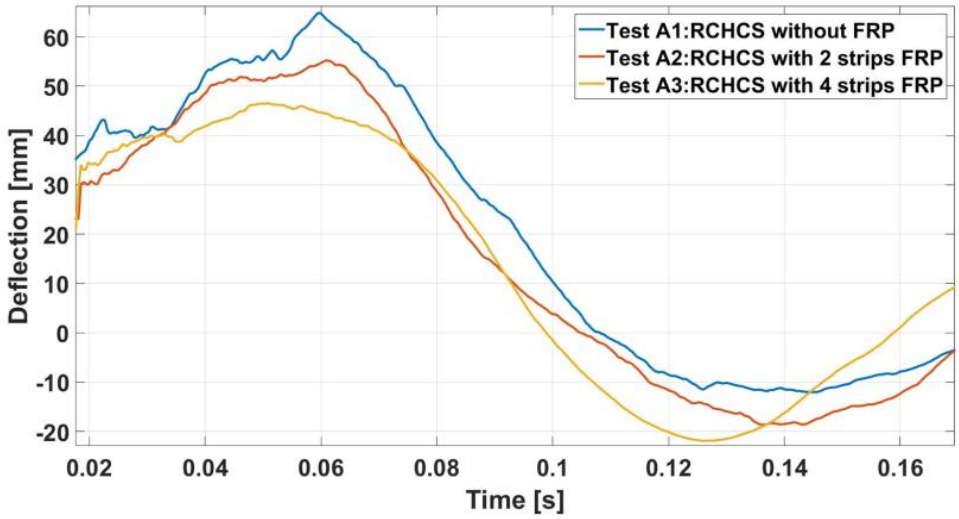


Figure 4. Deflection time histories at the mid span of the RCHCS

During the explosion, the RCHCS are submitted to a dynamic vibration in both directions and during the first inbound displacement phase, the kinetic energy of the retrofitted specimen is stored as elastic strain energy in the CFRP strips. Increasing the amount of FRP strips resulted in more flexural cracks at the soffit (rebound tensile side). All this elastic strain energy stored in the CFRP strips is released as kinetic energy during the rebound phase of the slab which explain the increase in the downward deflection and the multiple cracks observed at the soffit of the retrofitted specimens a shown in figure 5 . No cracks are observed at the bottom side of the control specimen.

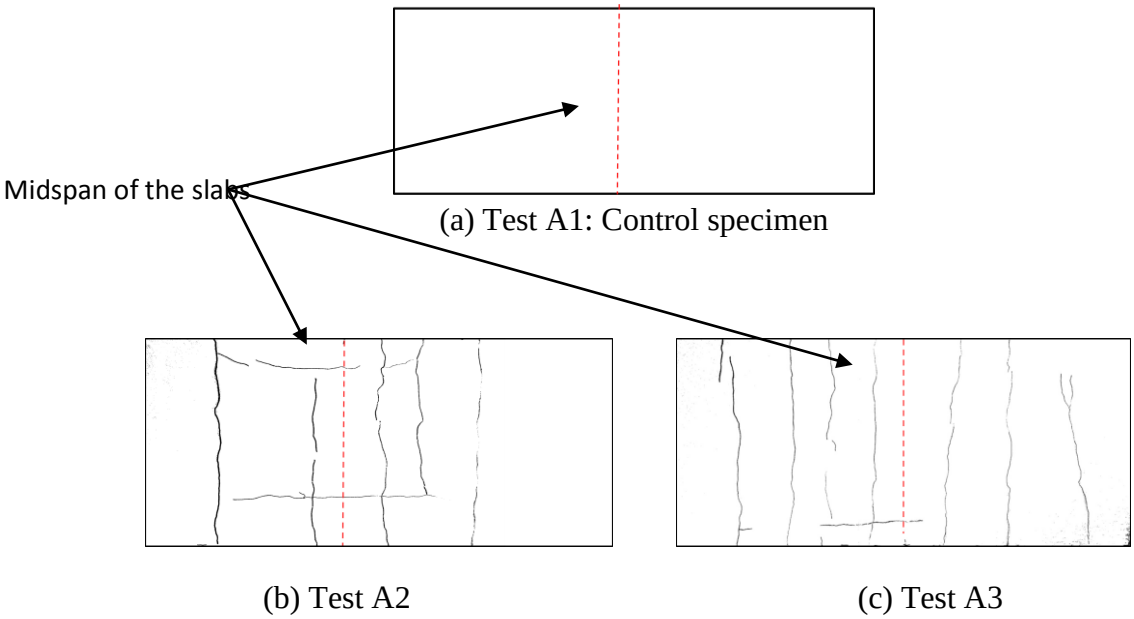


Figure 5. Soffit of the blasted specimens

3. Numerical analysis

A numerical analysis is carried out using the finite element software LS-DYNA to complement the experimental results [10]. For the analysis, a quarter model is considered. The concrete is modeled using constant stress solid elements and for the steel reinforcement Hughes-Liu beam elements are used. The Winfrith concrete model 'MAT084' and the Concrete Damage Release 3 'MAT072R3' are used. Both of these models include the strain rate effects and can predict the local and global response of concrete structures subjected to blast loadings [11]. A schematic finite element detail for a RCHCS with a compression layer is shown in figure 6.

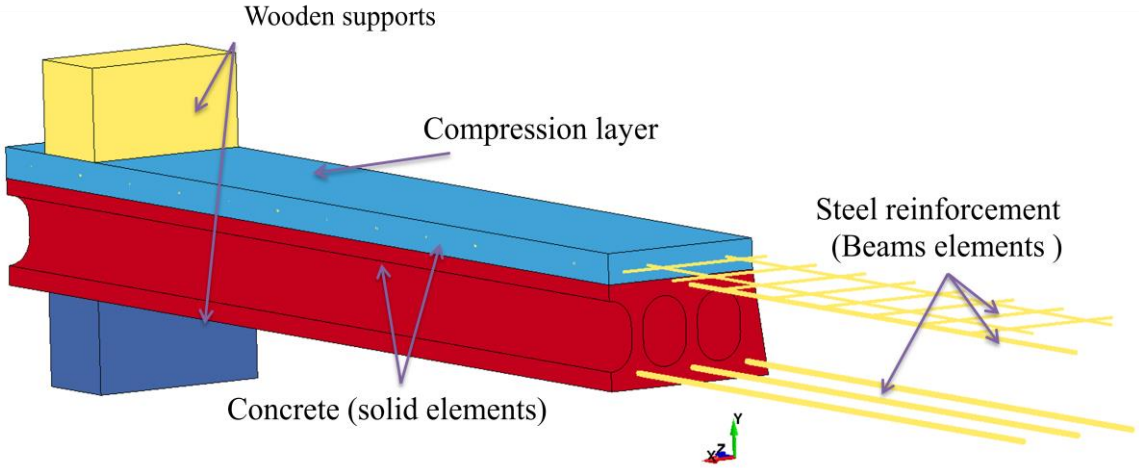


Figure 6. A schematic finite element detail for RCHCS

The CFRP strips are modeled using the material model MAT_ENHANCED COMPOSITE_DAMAGE_TITLE (MAT54). The MAT54 is a progressive failure model which is designed to handle orthotropic materials [12] such as unidirectional laminate. The failure criteria of

composite material used in the analysis is the one proposed by Chang and Chang (1987) [13] based on the four failure modes including tensile fiber mode, compressive fiber mode, tensile matrix mode and compressive matrix mode. In order to simulate the delamination of the FRP composite, the AUTOMATIC SURFACE TO SURFACE TIEBREAK contact option in LS-DYNA is used to model the adhesive contact between the concrete and FRP [11]. This is a special contact option in which the variables NFLS and SFLS are the tensile and shear failure stresses of epoxy, respectively. Failure of contact between the FRP composite and concrete surface occurs if:

$$\left(\frac{\sigma_n}{\mathrm{NFLS}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_s}{\mathrm{SFLS}}\right)^2 \geq 1 \quad (1)$$

in which σ_n and σ_s are the tensile and shear stresses at the interface, respectively. The mechanical properties of the adhesive adopted in this study are on the basis of the properties provided by the technical sheet Sikadur 30.

4. Results and discussion

Under blast loading, the control specimen is submitted to a traditional mechanism of energy dissipation (yielding of the steel and cracking of the concrete). A significant deep crack was observed at the plastic hinge region of the reference specimen. At the side faces of the slab a longitudinal crack was observed. In the experimental test, the slab exceeded its elastic limit and reached a maximum deflection of 65.5 mm. Figure 7a shows the experimentally obtained cracks at the top surface and the longitudinal crack on the lateral side at the mid span of the RCHCS. No cracks are observed at the bottom of the reference specimen. This distribution of cracks at midspan of the slab is also well predicted by both numerical models as shown in figure 7 for the Winfrith model and the concrete damage release model, respectively.

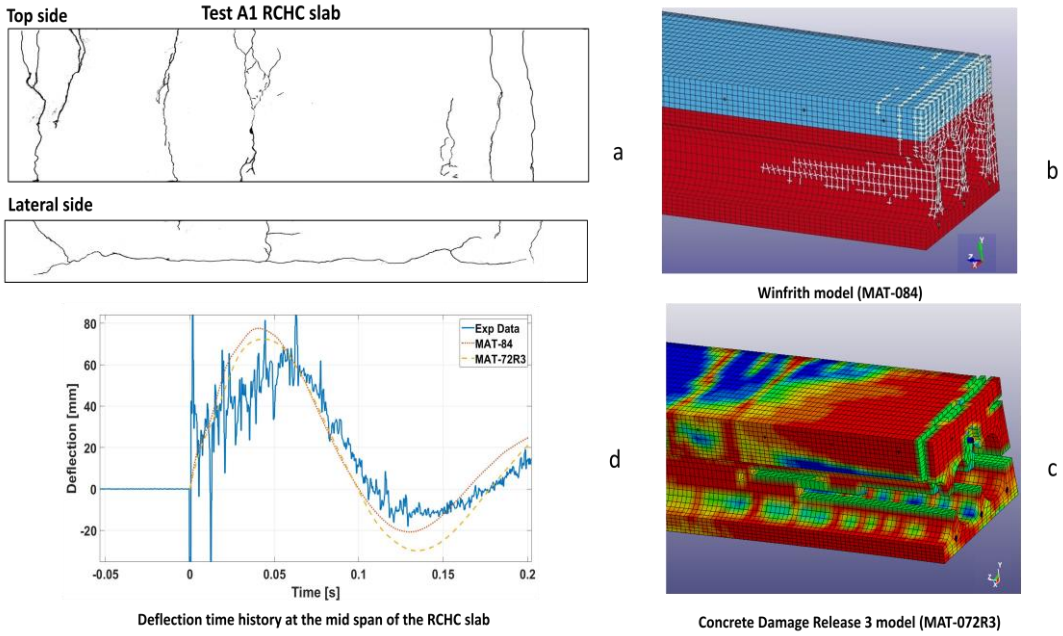
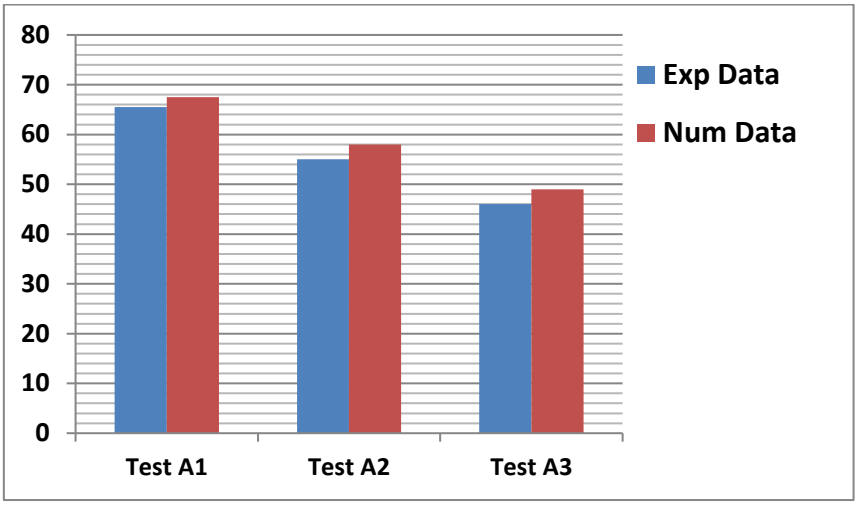


Figure 7. Validation of the numerical results with experimental data

Numerical analysis shows a good agreement with the experimental results for the maximum deflection at the midspan of the slabs as shown in figure 8. Externally bonded reinforcement increases significantly the flexural capacity and the stiffness of RCHCS under blast loads. A reduction of 16% and 30 % are observed in the maximum deflection at the mid span of the slabs for test A2 and A3.

Deflection (mm)



	Experimental maximum deflection (mm)	Numerical maximum deflection (mm)
Test A1	65.5	67.4
Test A2	55	58
Test A3	46	49

Figure 8. Comparison of the experimental data with the numerical results of the maximum deflection

For explosions in close distance, the propagation of stresses of the blast wave through the concrete is an important parameter to be taken into account. In this study, a longitudinal crack between the voids of the RCHCS are observed in all the blast tests and this is due to the propagation of the normal stress of the blast wave through the concrete, when the blast wave hit the soffit of the slab with a reflected pressure equal to 48 MPa. At the level of the ribs of the RCHCS, the small section of the concrete increases the normal stress of the blast wave and became higher than the tensile strength of concrete and cause the longitudinal cracks on the lateral sides of the slab. These longitudinal cracks in test A2 and A3 cause a local debonding between FRP and concrete as shown in figures 9 and 10, and cause a reduction of the bond strength.

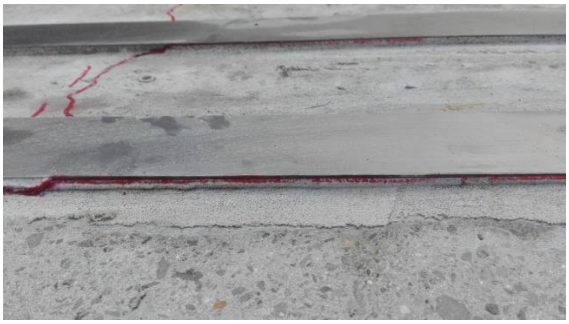
a  b 

Figure 9. Local debonding between the CFRP strips and the concrete: (a) Test A2; (b) Test A3

For the retrofitted specimens, CFRP strips make a uniform distribution of the energy all along the slab and this explains the multiplication of tensile cracks observed on the top surface (the upward displacement phase). Figure 10 shows the distribution of the cracks on the sides of the retrofitted specimens for test A3 after the explosion and a comparison with the numerical models.

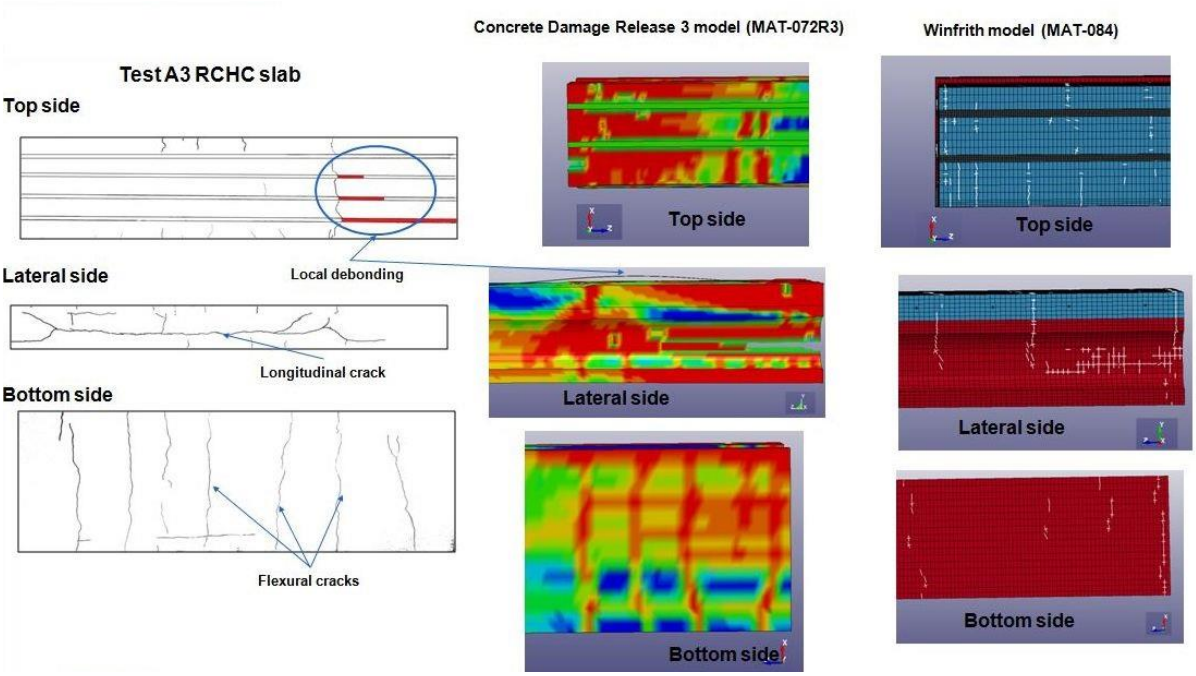


Figure 10. Comparison of the numerical results with experimental data

5. Conclusion

This study presents a numerical and experimental investigation of simply supported RCHCS with a compression layer, simply-supported, under blast loading. The numerical analysis shows a good agreement with the experimental results for the maximum deflection at the mid span of the slabs and a good prediction of the distribution of cracks and the local debonding of CFRP strips. Externally bonded reinforcement increases significantly the strength and the stiffness of RCHCS under blast loads. The use of CFRP strips increases the flexural resistance of RCHCS against blast loading. The maximum upward deflections are reduced by 15 to 38 % when using CFRP. The longitudinal cracks between the voids of RCHCS are due to the propagation of the normal stress of the blast wave through the concrete. These longitudinal cracks in test A2 and A3 cause a damage on the bond between FRP and concrete before the bond strength is mobilized and cause a reduction of the bond strength.

References

[1] *E. Baran, Effects of cast-in-place concrete topping on flexural response of precast concrete hollow core slabs, Engineering Structures, vol. 98: 109 – 117 (2015).*

[2] *F. Elgabbas, A. El-Ghandour, A. Abdelrahman, and A. El-Dieb, Different CFRP strengthening techniques for prestressed hollow core concrete slabs: Experimental study and analytical investigation, Composite Structures, vol. 92, no. 2: 401 – 411 (2010).*

[3] *G. Tanapornraweekit, N. Haritos, and P. Mendis, Behavior of FRP-RC slabs under multiple independent air blasts, Journal of Performance of Constructed Facilities, vol. 25: 433–440 (2011).*

[4] *C. Pantelides, T. Garfield, W. Richins, T. Larson, and J. Blakeley, Reinforced concrete and fiber reinforced concrete panels subjected to blast detonations and post-blast static tests, Engineering Structures, vol. 76: 24 – 33 (2014).*

[5] *J. Kim, N. Yi, S. Kim, J. Nam, J. Ha, and J. Kim, Debonding failure analysis of FRP-retrofitted concrete panel under blast loading, Structural Engineering and Mechanics : 479–501(2011).*

[6] *J. Kim, N. Yi, S. Kim, J. Choi, and J. Park, Experiment study on blast loading response of FRP-retrofitted RC slab structures, Shock, vol. 3: 533–538 (2009).*

[7] K. Mosalam and A. Mosallam, Nonlinear transient analysis of reinforced concrete slabs subjected to blast loading and retrofitted with CFRP composites, Composites Part B: Engineering, vol. 32, no. 8: 623 –636 (2001).

[8] K. Qian and B. Li, Strengthening and retrofitting of RC flat slabs to mitigate progressive collapse by externally bonded CFRP laminates, Journal of Composites for Construction : 554–565, (2013).

[9] X. Lin and Y. Zhang, Nonlinear finite element analysis of FRP-strengthened reinforced concrete panels under blast loads, International Journal of Computational Methods, vol. 13:1 – 17, (2016).

[10] A. Maazoun, S. Matthys, and J. Vantomme, Numerical Prediction of the Dynamic Response of Reinforced Concrete Hollow Core Slabs under Blast Loading, 11th European LS-DYNA conference , May 2017.

[11] LS-DYNA KEYWORD USER'S MANUEL, 2016.

[12] Federal Aviation Administration William J.Hughes, Simulating Laminated Composite Materials Using LS-DYNA Material Model MAT54 : Single-Element Investigation, Report No. DOT/FAA/TC-14/19, February 2015.

[13] Chang, F.K. and Chang, K.Y., A Progressive Damage Model for Laminated Composites Containing Stress Concentration, Journal of Composite Materials, Vol. 21, 1987, pp. 283–296.

Formulation de béton à base de fibre végétale tunisienne (ALFA)

Zied BEN HAMMED, Hassene SABEUR, Mongi BEN OUEZDOU

Université de Tunis El Manar, Ecole Nationale d'ingénieurs de Tunis, Laboratoire Génie Civil, LR03ES05, BP37, 1002 Tunis, Tunisie.
E-mail du premier auteur: zbenhammed@yahoo.fr

Résumé

L'objectif de ce travail est la formulation d'un béton fibré à base de matériaux locaux en utilisant des fibres végétales locales de type « alfa » (Stipa tenacissima L). Il s'agit de déterminer le dosage optimal en fibres qui permet d'améliorer le comportement mécanique du béton avec une ouvrabilité acceptable. Dans ce cadre, cinq types de béton ont été formulés: Un béton ordinaire, trois types de béton ordinaires fibrés – Alfa avec un dosage de 1%, 1.5% et 2% (en volume) et un béton ordinaire où des fibres de propylène ont été incorporées. Une comparaison des propriétés mécaniques des différents types de béton est de grand intérêt.

Mots clés
Béton à Fibres Végétales, fibre ALFA, fibres de propylène, fibres traitées et non traitées.

1. Introduction

Vers la fin du siècle précédant les composites à fibres naturelles sont devenues un sérieux concurrent des composites à fibres synthétiques dans plusieurs applications. Plusieurs chercheurs ont montré que l'association des fibres végétales à une matrice cimentaire a un effet bénéfique sur les propriétés du composite [1-3].

L'utilisation des fibres naturelles, et en particulier des fibres végétales, comme renfort de matériaux composites présente plusieurs intérêts. Tout d'abord, les fibres végétales constituent une ressource « locale », souvent disponible à plus faible coût par rapport aux fibres synthétiques ou artificielles. D'autre part, la valorisation de ces fibres végétales dans les matériaux composites permet de réduire les impacts environnementaux par rapport à des composites conventionnels puisque ce sont des matières premières renouvelables, biodégradables, ayant un bilan carbone neutre et demandant une faible quantité d'énergie pour leur production[4].Dans ce cadre s'inscrit ce travail de recherche où cinq types de bétons ont été formulés : un béton ordinaire BO, un béton ordinaire à fibres Alfa avec un dosage de 1% (en volume du béton) BFA-1, un béton ordinaire à fibres Alfa avec un dosage de 1,5% (en volume du béton) BFA-1.5 ; un béton ordinaire à fibres Alfa avec un dosage de 2% (en volume du béton) BFA-2 et un béton à fibres propylène en incorporant 1200 g/m^3 noté BP. Une comparaison des propriétés mécaniques des différents types de béton est de grand intérêt.

2. Caractérisation des matériaux utilisés

Les matériauxutilisés dans cette étude sont constitués de:

- Unsable siliceux0/4provenant de la carrière de Khildiya,Ben Arous –Tunisie.
- Ungravier calcaire4/16 provenant de la carrière Djebel Ressas (Mornag–Tunisie).
- Unciment:CEM I 42.5 (NT47.01), fabriqué à la cimenterie CAT- COLACEM. Sa densité est égale à 3.11g/cm^{3}et sa Surface Spécifique Blaine (SSB)est égale à 340 m^2/kg.

- UnSuperplastifianthaut réducteur d'eau Viscocréte Tempo-12 de SIKATunisie, (ViscoCrete® Tempo 12).
- L'eau potable de la SONEDE,
- Des fibres végétales Alfa de la région de Kasserine.
- Desfibres de propylène de SIKA-Tunisie,

Les caractéristiques des constituants sont présentées dans les tableaux1, 2,3,4 et 5.

Tableau 1 : Caractéristiques physiques des granulats

Granulat	*Classe Granulaire*	*MVA (kg/dm^3)*	*MVR (kg/dm^3)*	*Coefficient absorption*	*Equivalent Sable*	*Module finesse*
Sable : S1	*0/4*	*1.302*	*2.618*	*1.7*	*84*	*2.2*
Gravier 1 : G1	*4/16*	*1.513*	*2.630*	*0.4*		

Tableau 2 : Caractéristiques chimiques du ciment et des additions minérales

TYPE	*P.F 95° C*	*CaO*	*SiO 2*	*Al2O 3*	*Fe2O 3*	*Mg O*	*SO 3*	*Na2 O*	*K2 O*	*P2O 5*	*Na2oeq*	*P 45µ*	*P 63µ*	*P80 µ*
CEM I	*2.70*	*61.95*	*20.86*	*3.88*	*4.78*	*1.49*	*2.64*	*0.10*	*0.51*	*0.20*	*0.44*	*94.89*	*98.44*	*99.62*

Tableau3 : Caractéristiques des fibres ALFA

Fibre végétale	*densité*	*Longueur minimum cm*	*Longueur maximum cm*	*Pourcentage en volume du béton %*		
Alfa	*843 kg/m^3*	*2*	*3*	*1*	*1.5*	*2*

Tableau4 : caractéristiques des fibres synthetique

Fibre synthétique	*densité*	*Longueur maximum cm*	*Dose /m^3*	*diamètre équivalent*
propylène	*0.91 kg/m^3 [35]*	*1.2*	*1200 g*	*34 µm*

*Tableau5 : caractéristiques du*Superplastifiant

superplastifiant	*densité*	*pH*	*Extrait sec*	*Teneur en CI*	*Teneur en Na2Oéq*	*Dosage*
Données techniques	*1.06 ± 0.01*	*4.5 à 6.5*	*28.0 à 31.0%*	*≤ 0.1%*	*≤ 1%*	*0.2 à 3% du poids du ciment*

3. Formulation des différents type de bétons

3.1. Composition du béton témoin(sans fibres) BO

Laformulation du béton temoin a été réalisée par la méthode de Dreux –Gorisse ainsi que par le logiciel BétonlabFree 3. La figure 1 donne le dosage des différents consistuants du béton témoin, d'après le logiciel BétonlabFree3.

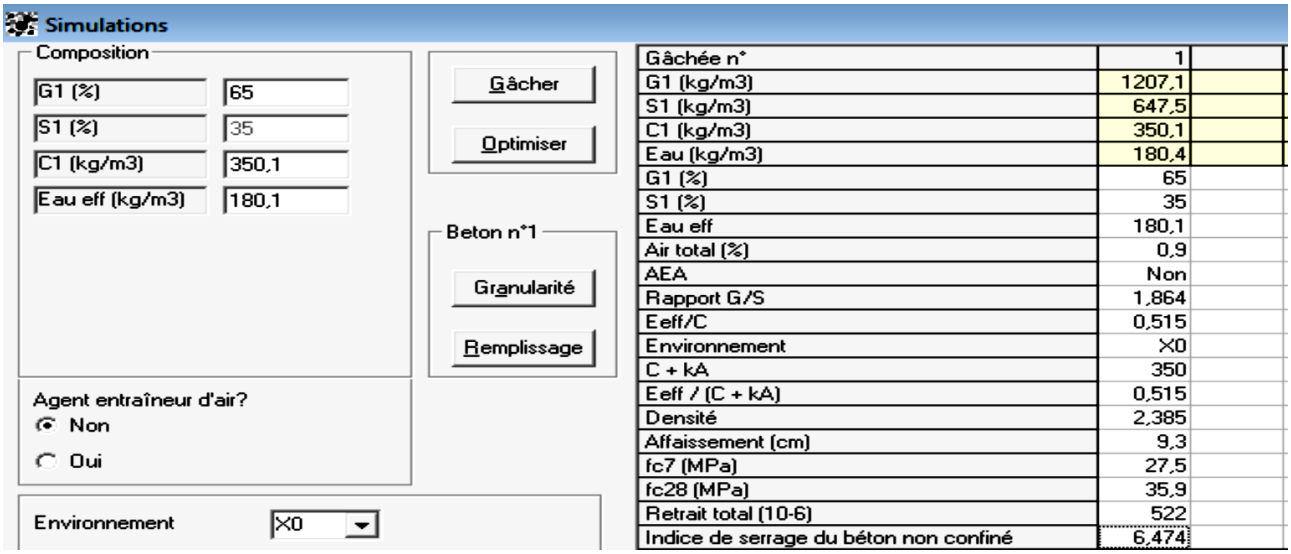


Figure 1. Formulation du béton témoin BO (BétonlabFree 3).

La composition du béton témoin optimisée sans fibres est présentée dans le tableau 3.1

.

Tableau3.1 quantité des differents materiaux

pour 1 m^3	
E/C	*0.515*
Ciment (kg)	*350*
Sable (kg)	*647.3*
Gravier (kg)	*1207.6*
Eau (L)	*180.4*

3.2.Formulation des différents types de bétons

Letableau3.2donne la composition des cinq bétons confectionnés dans le cadre de cette étude.

Tableau 3.2.Compostion des différents types bétons.

Dosage pour 1m^3	*BO*	*BFA- 1*	*BFA-1.5*	*BFA-2*	*BFP*
Ciment (Kg)	*350*	*350*	*350*	*350*	*350*
Eau total (l)	*180.4*	*180.4*	*180.4*	*180.4*	*180.4*
sable (kg) 0/4	*647.3*	*647.3*	*647.3*	*647.3*	*647.3*
Gravier4/16 (Kg)	*1207.6*	*1207.6*	*1207.6*	*1207.6*	*1207.6*
fibre Alfa (Kg)	*0*	*8.4*	*12.7*	*16.9*	*0*
fibre propylène (Kg)	*0*	*0*	*0*	*0*	*1.2*

4. Résultats et discussions

4.1.Maniabilité NF EN 206-1

La maniabilité des différents types de béton peut être caractérisée par la mesure d'affaissement au cône d'Abrams : Essai d'affaissement ou slump test. Le tableau 4.1 présente les pourcentages du super-plastifiant ainsi que les affaissements au cône d'Abrams pour les différents types de béton

Tableau 4.1. Pourcentages du super-plastifiant ainsi que les affaissements au cône d'Abrams pour les différents types de béton

formulation	*BO*	*BF*	*BFA-1*			*BFA-1.5*			*BFA-2*	
%superplastifiant	*0*	*0*	*0*	*0.3*	*0.5*	*0.3*	*0.4*	*0.5*	*0.5*	*0.6*
Affaissement	*6*	*6*	*3.5*	*6*	*13.5*	*4*	*5*	*6*	*5*	*8*

4.2. Résistances mécaniques

4.2.1 Résistance à la traction par flexion NF EN206-1

Des essais de compression ont été réalisés sur des éprouvettes cylindriques de 10*20 cm^2 pour les 3 formulations selon la norme NF EN 206-1 à l'aide d'une presse universelle. Les valeurs de résistance à la compression pour le BFA-1, le BFA-1.5 et le BFA-2 à 28 jours sont données par lafigure 2. En observant les valeurs de résistance à la compression des bétons fibrés-alfa, on peut confirmer qu'il existe une corrélation entre la teneur en fibres alfa et la résistance en compression. En effet, plus la teneur en fibres alfa augmente, plus la résistance à la compression du béton diminue. Ceci est en accord avec plusieurs travaux de recherches réalisées sur les bétons fibrés avec des fibres végétales [5-7].Dans notre cas, les valeurs des pertes de résistance à la compression des bétons fibreux, par rapport à la résistance à la compression du béton ordinaire, sont respectivement égales à 8.21%, 19.06%, 24.26%, 13.49 pour BFA1, BFA1,5, BFA2 et BP. En outre, le BFA1 présente une valeur de résistance à la compression plus élevée que celle du BP.

4.2.2. Résistance à la compression NF P18-408

Les mesures de résistance à la flexion sont réalisées sur des prismes de 7*7*28 cm^3 pour les trois formulations selon la NF P18-408. Les résultats de la résistance à la flexion pour le BFA-1, le BFA-1.5 et le BFA-2 à 28 jours sont présentés dans lafigure 2. À partir de ce dernier tableau, nous pouvons remarquer des valeurs comparables pour les bétons de fibres alfa avec des valeurs plus élevées par rapport à la valeur de résistance à la flexion du BP.

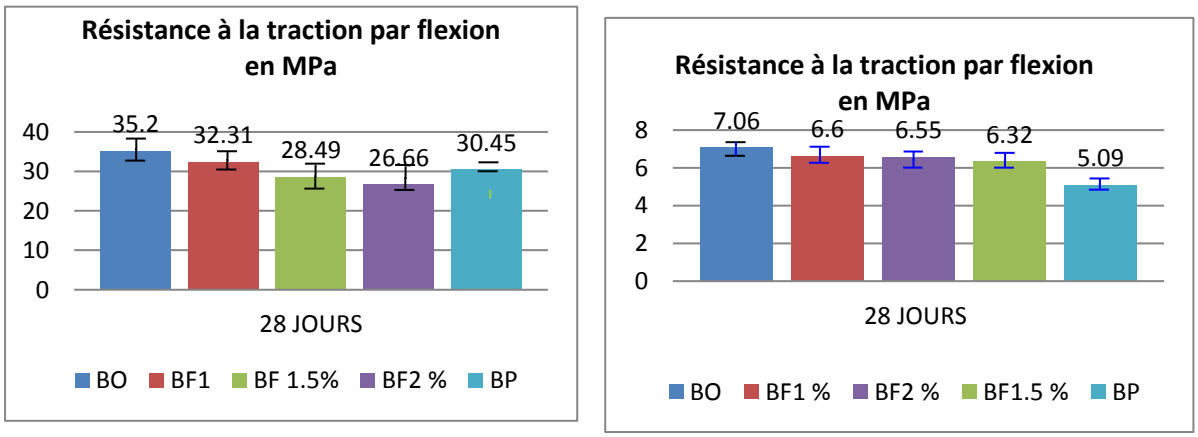


Figure 2 : Propriétés mécaniques des différents types de béton

Un autre aspect intéressant à étudier concernant l'utilisation du béton fibré est la ductilité. Les figures 3 et 4 présentent deux essais de traction par flexion d'un béton témoin et un béton fibré, respectivement. Comme on peut le remarquer, le béton témoin s'est cassé en deux alors que le béton fibré conserve sa forme d'origine. Ceci montre bien que le béton fibré est plus ductile que le béton non fibré.



Figure 3: Essai traction béton témoin



Figure 4 Essai traction béton fibré

5. Conclusion

Dans ce travail de recherche, cinq types de béton ont été formulé : trois bétons fibrés avec des fibres Alfa (dosage en volume 1%,1.5% et 2%) ainsi qu'un béton ordinaire témoin et un béton fibré avec des fibres de propylène. Des essais au cône d'Abrams ont permis de déterminer le dosage en superplastifiant et des essais de compression et de traction ont étéréalisés. Ces essais de caractérisation mécanique ont abouti à deux conclusions majeures. Le premier est que plus le dosage en fibre augmente plus la résistance en compression diminue. La deuxième est que les valeurs de résistance en traction par flexion des bétons fibrés sont comparables avec des valeurs supérieures à celles du BP. Comme conclusion générale de ce travail est que le BFA-1 présenteles valeurs mécaniques les plus élevées parmi les bétons de fibres alfa. Ce type de béton est sélectionné afin d'étudier le comportement du béton alfa fibré soumis à des cycles de chauffage-refroidissement.

Références bibliographiques

[1] Coutts RSP. "Autoclavedbamboopulp fibre reinforcedcement". CemConcr Compos 1995 (17) 99–106.

[2] Aggarwal LK. "Bagasse-reinforced cement composites". CemConcr Compo.1995 (17) 107–12.

[3] Khenfer MM, Bali A, Morlier P. "The effect of water and fibre length on the fracture resistance of cellulosic fibre cement". ConcrSciEng 2000 (2) 56–62.

[4] Bourgeois, M."Fibresagrosourcées", Techniques de l'Ingénieur, Textiles à usage technique, N2520.2011

[5] Ramaswamy H. S., Ahuja B. M., Krishnamoorthy S., "Behaviour of concrete reinforced with jute, coir and bamboo fibres", Int J Cement Comp and Lightweight Concr, Vol 5 ()1, pp. 3-13, 1983.

[6] Swamy R.N., Mangat P. S., "Influence of fiber geometry on the properties of steel fiber reinforced concrete", Cem and ConcrResh, Volume 4, Issue 3, pp. 451-465, 1974

*[7] Aziz MA, Paramsivam P, Lee SL., "Prospects for natural fibre reinforced concretes in construction, IntJCement Compo and Lightwei*ghtConcr, Vol3 ()2, pp. 123–132, 1981.

SESSION 4: Modélisation du comportement des bétons à l'état frais et à l'état durci

Présidée par Pr. Othman Omikrine-Metalssi (Université Gustave Eiffel, France)

Présentation des moyens expérimentaux liés à la Plate Forme d'Essai des Structures de l'Université Gustave Eiffel suivie d'une revue des recherches menées par le MTE sur les renforcements d'ouvrages par matériaux composites

Marc Quiertant

Université Gustave Eiffel, France.
Email de l'auteur : marc.quiertant@univ-eiffel.fr

Résumé

L'Université Gustave Eiffel est un acteur majeur de la recherche européenne sur la ville et les territoires, les transports et le génie civil, notamment au travers de l'Ifsttar, l'Institut français des sciences et technologies des transports, de l'aménagement et des réseaux.

Parmi les moyens expérimentaux exceptionnels dédiés à sa recherche, l'Ifsttar dispose de la Plateforme d'essai des Structures (PFES) qui forme un ensemble remarquable pour conduire des recherches destinées à vérifier la sûreté et l'aptitude au service des ponts et des structures de génie civil. Le conférencier, directeur de recherche et membre de l'équipe en charge du fonctionnement de la PFES, se propose dans un premier temps de présenter l'ensemble des équipements liés à cette installation.

Dans un second temps, l'exposé se focalisera sur les recherches menées sur le renforcement des ouvrages par matériaux composites par différentes équipes partenaires de l'Ifsttar. Les sujets abordés concerneront l'expérimentation à l'échelle 1 (notamment sur la PFES), les techniques de CND mises en œuvre sur ouvrages, la modélisation mais aussi des études fines sur le comportement des adhésifs, des interfaces et de leur durabilité.

Un exemple d'étude peut être visionné sur :
https://vimeo.com/386691018

Etude du ressuage des bétons de parois moulées à l'aide d'un essai œdométrique – Application du postulat de Terzaghi

Abdul Rahman El Zein[1,2], Yannick Vanhove[1] , Chafika Djelal[1], Olivier Madec[2], Philippe Gotteland[3]

[1] Univ. Artois, ULR 4515 - LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, F-62400 Béthune, France
[2] Botte Fondations, ZAC du Petit le Roy, 5 rue Ernest Flammarion, Chevilly-Larue, 94659 Rungis Cedex, France
[3] Fédération Nationale des Travaux Publics, 3 rue de Berri, 75008 Paris, France
E-mail : Abdul-Rahman.ELZEIN@vinci-construction.fr

Résumé

Lorsqu'il est nécessaire d'assurer des fonctions de soutènement, de portance ou d'étanchéité, des parois moulées sont utilisées comme structure définitive pour répondre à ces exigences. Malgré le respect des règles normatives pour la confection du béton, ces derniers étant coulés sur de grandes hauteurs, une migration de l'eau du béton s'opère en provoquant des cheminées de remontées d'eau le long de la paroi. La capacité de rétention d'eau d'un béton de fondation est déterminée à partir d'essais spécifiques comme le ressuage statique selon la norme ASTM C232 ou encore selon la norme NBN EN 480-4 voire également selon l'essai 'Bauer' de filtration sous pression. Ces essais permettent de quantifier le taux de ressuage mais n'apportent pas suffisamment de compréhension aux niveaux des mécanismes physiques responsables de la migration de l'eau dans le béton. Pour cela, une approche est ici proposée, issue de la mécanique des sols, à partir de la théorie de la consolidation unidimensionnelle primaire de Terzaghi. Un nouvel essai basé sur l'essai œdométrique utilisé en mécanique des sols est adapté aux bétons en utilisant une pression équivalente à celle appliquée par l'essai Bauer (5 bars). Deux formulations de bétons N1 et N2 sont étudiées avec des rapports E_{eff}/C respectivement de 0,44 et 0,49. Les essais œdométriques ont permis d'évaluer la capacité de l'eau à se déplacer dans le béton (coefficient de perméabilité) en fonction du temps pour différents cas de charge (poids propre du béton à différentes profondeurs). Les résultats obtenus à l'odomètre béton sont confrontés à ceux réalisés à partir des 2 essais utilisés sur chantier (statique et filtre presse Bauer). Cette étude montre, quelle que soit la contrainte appliquée, un coefficient de corrélation élevé entre les valeurs mesurées par le capteur de pression interstitielle et les valeurs de surpression interstitielle déterminées à partir de la solution unidimensionnelle de l'équation de diffusion de l'eau proposé par Terzaghi.

Mots clés
Parois moulées, ressuage, perméabilité, essai œdométrique, postulat de Terzaghi, E/C

1. Introduction

Des parois moulées de plus de 20 mètres de hauteur sont régulièrement coulées mais avec le chantier du Grand Paris, des parois de plus de 50 mètres de hauteurs avec des records de plus de 70 mètres ont été atteintes. La construction d'une paroi moulée résulte du bétonnage d'une tranchée préalablement excavée dans le sol et maintenue continuellement noyée dans une boue thixotropique pendant toute la durée de l'excavation.
Le bétonnage des parois moulées est ensuite effectué à l'aide d'un tube plongeur depuis le bas de l'excavation du panneau. La principale difficulté de ce bétonnage réside dans le fait que le béton mis en place à l'amorçage doit cheminer pendant toute la durée du bétonnage en poussant la boue vers le haut sur toute la largeur de l'excavation (fig.1).
Pour des volumes de bétonnage importants, des retardateurs de prise peuvent être incorporés au béton afin que le début de la prise du béton mis en place n'intervienne pas avant la fin du bétonnage de l'ensemble du panneau.

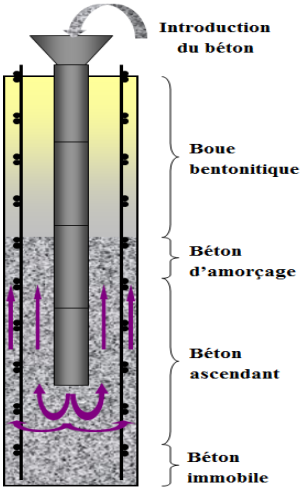


Fig. 1 : Mise en place du béton dans les parois moulées

Les parois moulées doivent satisfaire aux exigences de la norme française NF EN 1538 [1] et à la norme européenne NF EN 206/CN [2]. Bien que ces normes soient respectées, les entreprises rencontrent des problèmes après le terrassement et le rabotage des parois liés essentiellement à un ressuage du béton qui survient lors de la mise en œuvre de celui-ci.
La pression hydrostatique du béton frais dans une paroi moulée peut également contribuer à des défauts de parement en raison de la création de canaux longitudinaux le long de la paroi. Ces canaux ont tendance à cheminer à l'interface paroi/sol dans le béton frais, ce qui favorise des cheminées d'eau au parement de la paroi (ou veines sableuses, fig. 2). Lors de sa migration, l'eau peut entraîner les fines du béton (délavage du béton) entraînant ainsi une ségrégation du squelette granulaire [3]. Ces défauts peuvent affecter la pérennité de l'ouvrage tant au point de vue esthétique que mécanique.



Fig. 2 : Cheminées de remontée d'eau

Dans la mesure où ces parois remplissent souvent une fonction définitive avec une durée de vie prévue de 50 ans ou plus, il est essentiel qu'elles ne présentent pas d'imperfections importantes. En effet, il ne s'agit pas uniquement de garantir la durée de vie mais également d'éviter des infiltrations de terre et d'eau de la nappe phréatique pendant et/ou avant l'excavation de la fouille. Les cheminées de remontées d'eau représentent 90% des désordres observés sur les chantiers et une perte financière très importante pour l'entreprise.
L'importance de cette problématique sur le plan européen a conduit à la création d'un groupe de travail en 2015 (Mirror Group FNTP/EFFC) afin de compléter et d'améliorer les critères existants de recevabilité des bétons de fondations sur chantier.
Le phénomène de ressuage des parois moulées est étudié en laboratoire à l'aide d'un essai de ressuage statique conformément à la norme ASTM C 232 [4] et un essai au filtre presse Bauer [5]. Des études antérieures [6-7] ont montré que ces deux essais ne permettent pas d'évaluer et de comprendre les mécanismes s'opérant dans le béton lors de sa mise en œuvre. De plus l'écoulement de l'eau qui est à l'origine des cheminées de remontées d'eau ne peut pas être étudié à l'aide de ces deux essais.

L'objectif de l'étude est de comprendre l'évolution de la microstructure du béton sous chargement, la capacité d'écoulement de l'eau dans le béton en fonction du temps et du chargement ainsi que l'évolution de la pression interstitielle de l'eau lors de la mise en place du béton dans les parois moulées. L'idée est d'utiliser les essais de la mécanique des sols en parallèle avec les essais de ressuage utilisés sur les chantiers afin d'étudier la rétention d'eau dans le béton et par conséquent la perméabilité du béton en fonction du temps. Un nouvel essai basé sur l'essai œdométrique utilisé en mécanique des sols a été mis au point. La faisabilité de cette approche aux bétons est réalisée sur deux mélanges présentant des rapports E_{eff}/C de 0,44 et 0,49 afin de mettre en exergue la sensibilité du dispositif à évaluer la capacité de rétention d'eau des bétons. Ce paramètre d'étude permet une augmentation de la porosité et principalement de la portion des pores de grande taille qui conduira à un ressuage plus important.

2. Formulations et caractéristiques des bétons

2.1 Formulation des bétons

Les compositions des bétons qui ont été formulées par une entreprise du Génie Civil [8] sont données dans le tableau 1. Le ciment de type CEM III/A retenu pour cette étude est particulièrement adapté aux parois moulées en raison de sa bonne résistance aux agents agressifs éventuellement présents dans l'eau ou les sols environnant. Il permet également de réduire la chaleur d'hydratation et le taux de ressuage. La masse totale des particules fines ($D \leq 0{,}125\ mm$) présente dans la formulation du béton (ciment, additions et fines du sable) doit être comprise entre 400 et 550 kg/m^3 selon la norme EN NF 206/CN. Le béton N1 est un béton de référence conforme aux spécifications admises pour une mise en œuvre de paroi moulée avec un maintien rhéologique de 6h. La formulation du béton N2, issue du béton N1, a été dégradé par l'ajout de 20 l/m^3 d'eau efficace avec un ajustement des constituants (tableau 1). La proportion de fluidifiant est ajustée pour chaque composition afin d'obtenir un étalement à la table à choc selon la norme NF EN 12350-12 [9] de 600 ± 50 mm à 30 minutes d'âge au moment de la réalisation des essais. Les temps de début de prise sont respectivement de 22h33 mn pour le béton N1 et de 19h20 mn pour le béton N2.

Tableau 1 : Composition des bétons

Constituants	*Béton N1*	*Béton N2*
Sablon 0/1 (kg/m^3)	*190*	*195*
Sable 0/4 (kg/m^3)	*690*	*680*
Gravillon 4/20 (kg/m^3)	*930*	*915*
Ciment CEMIII/A 52.5 (kg/m^3)	*385*	*385*
Superplastifiant (%/masse de ciment)	*1.1*	*0.40*
Retardateur de prise (%/masse de ciment)	*0.2*	*0.40*
Eau efficace (kg/m^3)	*168*	*188*
Rapport E_{eff}/C	*0.44*	*0.49*
G/S	*1.06*	*1.05*
Teneur en fines inférieures à 125 µm (kg/m^3)	*530*	*528*

2.2 Perméabilité k_0 lors de la mise en œuvre du béton

Au regard de la faible perméabilité des bétons ($k < 10^{-5}$), le perméamètre à charge variable est utilisé afin de déterminer la perméabilité des bétons une fois sa mise en œuvre réalisée [10]. L'essai consiste à réaliser un écoulement d'eau sous un chargement hydraulique faible dans un échantillon afin de récupérer la quantité d'eau qui le traverse (fig. 3). Le coefficient de perméabilité est calculé à partir de l'expression suivante :

$$k_0 = \frac{L}{t} \times \frac{s}{S} \times \ln\frac{h1}{h2} \quad \textbf{(1)}$$

Où L désigne la hauteur de l'échantillon (m); t le temps entre deux prises de mesure (s); s la section du tube de la colonne d'eau (m^2); S la surface libre de l'échantillon dans le moule (m^2) ; h_1 la charge hydraulique à t = 0 (m) et h_2 la charge hydraulique à un temps t (m).

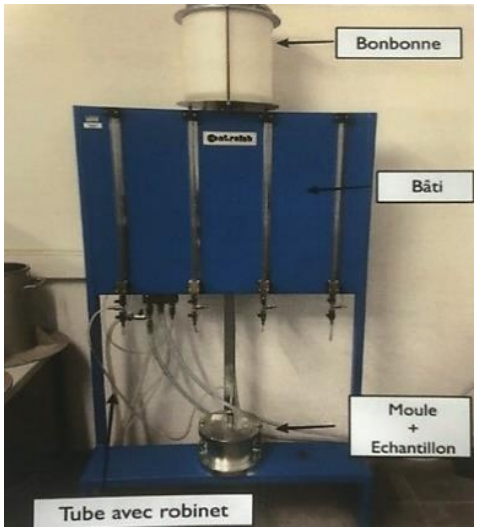


Fig.3 : Perméamètre à charge variable

La valeur obtenue pour le coefficient de perméabilité est de $2{,}25 \times 10^{-7}$ m/s pour le béton N1 et de $4{,}24 \times 10^{-7}$ m/s pour le béton N2 ce qui est en adéquation avec la différence du E/C pour ces deux bétons.

3. Ressuage statique selon l'ASTM C 232

Cet essai [6] qui figure dans les recommandations pour la construction des parois moulées préconise que la vitesse initiale de ressuage ait un seuil de 0,1 ml/min [11]. Il consiste à prélever la pellicule d'eau se formant à la surface d'un échantillon de béton placé dans une cuve de 25 cm de diamètre et de 25,4 cm de hauteur. La mise en place du béton s'effectue sans piquage afin d'éviter un état de pré-consolidation et de se rapprocher des conditions de chantier. La surface du béton est ensuite lissée par quelques mouvements circulaires à l'aide d'une truelle. À la fin de la préparation de l'échantillon, une pesée du béton et de la cuve est effectuée. Le chronomètre est déclenché dès la fin de la préparation de l'échantillon de béton. Une pesée de l'eau ressuée est ensuite réalisée à 10, 20, 30 et 40 minutes puis toutes les 30 minutes jusqu'à ce qu'il n'y ait plus d'eau à prélever.
Le prélèvement de l'eau ressuée s'opère à l'aide d'une seringue et d'un bécher. Deux minutes avant chaque prélèvement, une cale de 5 cm est placée sous un côté de la cuve contenant le béton (fig. 4). Cette opération permet l'accumulation de l'eau ressuée en périphérie du béton afin de faciliter le prélèvement. La cale est ensuite retirée et un couvercle est posé sur la cuve afin d'éviter le phénomène d'évaporation d'eau. La salle dans laquelle s'effectue l'essai est régulée en température à 20°C et en humidité relative supérieure à 50%.



Fig. 4 : Dispositif de mesure pour l'étude du ressuage statique selon la norme ASTM C232

La figure 5 montre l'évolution de la quantité d'eau ressuée cumulée en fonction du temps. Les essais ont été réalisés jusqu'au début de la prise des bétons.

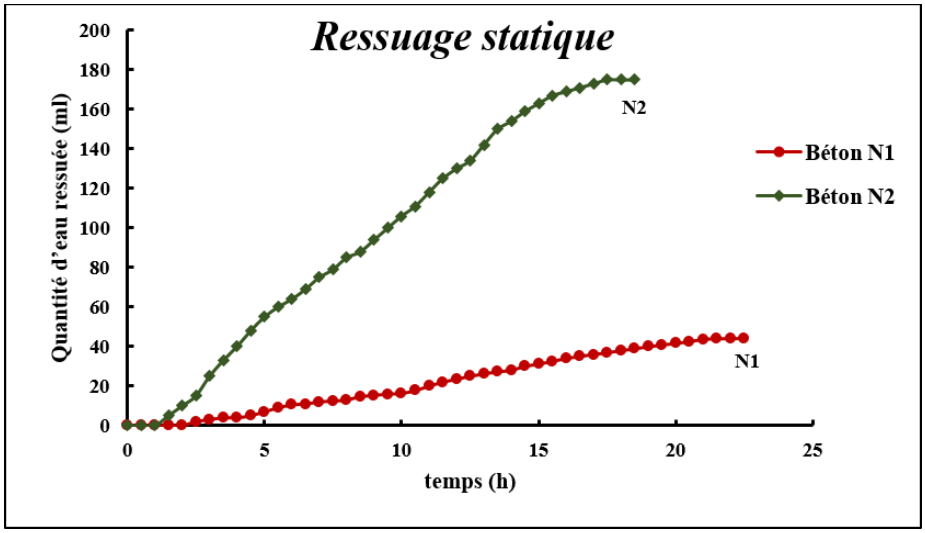


Fig. 5 : Evolution de la quantité d'eau ressuée en fonction du temps

Les essais de ressuage statique montrent une période sans ressuage pour les 120 premières minutes pour le béton N1 et de 60 minutes pour le béton N2. Au-delà de cette période, le béton N2 présente une vitesse de ressuage plus élevée que la formulation de référence N1. La quantité d'eau ressuée est de 44 ml pour le béton N1 et de 175 ml pour le béton N2. Le ressuage prend fin au moment de la prise du béton. La vitesse de ressuage est calculée sur les deux premières heures après le début du ressuage. Elle est conforme au seuil de 0,1 ml/min pour le béton N1. Or, cet essai n'est pas représentatif de ce qui se passe réellement sur les chantiers car la hauteur de la cuve est faible et le béton n'est pas soumis à un chargement.

4. Ressuage forcé

Un autre essai préconisé par les recommandations [5] est un essai de ressuage du béton sous chargement qui permet de simuler les hauteurs élevées des parois moulées. En effet, pour un béton instable, la pression exercée sur le béton au fond du panneau peut entraîner la migration de l'eau de libre vers la surface. Le béton subit un ressuage forcé. Ce ressuage est l'un des problèmes majeurs pour la stabilité des bétons frais. L'étude est réalisée à l'aide d'un filtre presse Bauer comme le stipule les recommandations australiennes [5]. L'appareil est constitué d'un cylindre normalisé (fig. 6) (de 30 cm de hauteur et 8,5 cm de diamètre) dans lequel a été introduit un filtre sur la base inférieure. Le béton est introduit dans le cylindre en deux couches successives. Une pression de 5 bars (72.5 psi) est appliquée sur le béton. L'eau migre vers le fond du cylindre et traverse le filtre. Elle est ensuite évacuée à travers l'orifice de sortie vers un récipient où elle est pesée en continue. La valeur seuil définie par l'EFFC/DPI est de 22 ml à 5 minutes sous 5 bars [11].

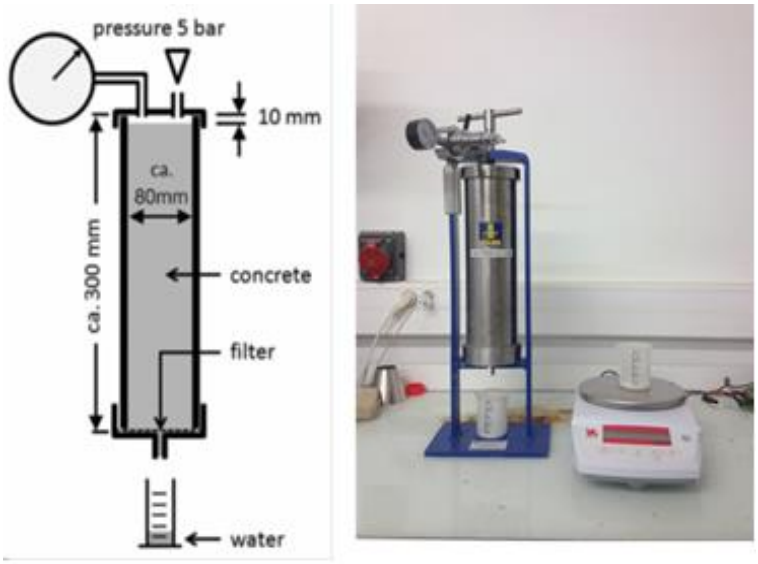


Fig. 6 : Principe ressuage forcé à l'aide d'un filtre presse BAUER

La figure 7 montre l'évolution de la quantité ressuée en fonction du temps. L'essai a été arrêté à 15 minutes pour les deux formulations de béton.

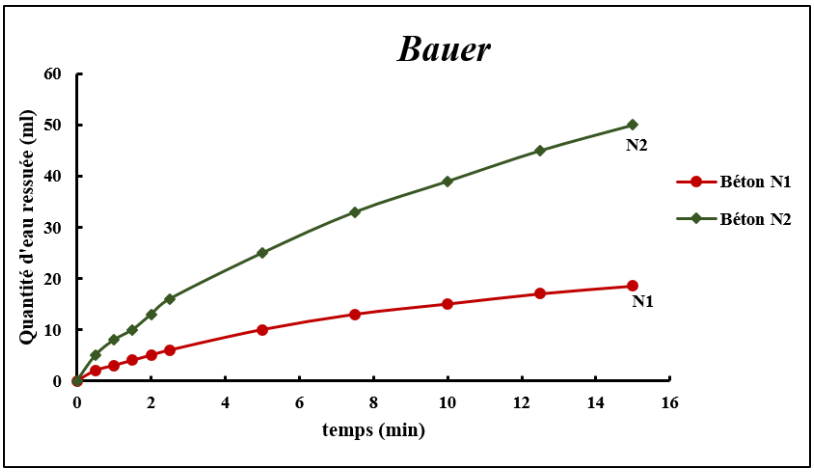


Fig. 7 : Evolution de la quantité d'eau ressuée en fonction du temps sous une pression de 500 kPa

Les courbes montrent une évolution continue des volumes d'eau extraits avec une légère tendance à la réduction des vitesses d'extraction dans le temps. La quantité d'eau ressuée après 5 minutes d'essai est de 12 ml pour le béton N1 et de 25 ml pour le béton N2. La quantité d'eau ressuée n'est pas stabilisée pour ce dernier après 15 minutes d'essai. La plus forte capacité d'eau à être expulsée pour le béton N2 est expliquée par la diminution de la quantité du superplastifiant et l'augmentation du rapport E_{eff}/C. L'influence de ce dernier a été étudié par des chercheurs de l'université de Laval [12]. Des essais de ressuage forcé ont été effectués sous des pressions de 3 et 4 bars pour des bétons présentant différents rapports E/C. Les résultats ont montré qu'une augmentation du rapport E/C de 0,4 à 0,8 entraine respectivement un accroissement du volume d'eau évacué de 15% à 63%. Cette augmentation est proche de 50% pour une différence de 0,1 du rapport E_{eff}/C.

Si cet essai permet de mesurer la quantité d'eau expulsée sous chargement forcé, il n'est pas conçu pour comprendre les mécanismes se déroulant dans le béton sous chargement. En effet, en appliquant une pression d'air dans le filtre presse Bauer, l'air chasse l'eau dans les pores jusqu'au moment où il traverse de part en part le cylindre. De plus, le ressuage induit un tassement du béton. Ce tassement ne peut pas être évalué par cet essai. L'air continu à chasser l'eau dans les pores au-delà de la fin du tassement. Il ne permet pas de reproduire les phénomènes se déroulant lors de la mise en œuvre des bétons pour des parois moulées de grandes hauteurs.

Il faut donc concevoir un appareil basé sur le principe de l'essai œdométrique pour étudier l'évolution de la microstructure du béton sous chargement, la migration de l'eau ainsi que l'effet du retardateur de prise.

5. Postulat de Terzaghi - Conception d'un essai œdométrique pour les bétons

Terzaghi [13] a énoncé le postulat suivant : lorsque l'on applique des forces sur un volume élémentaire de sol, cela entraîne la création de contraintes totales notées σ_z. Ces contraintes sont proportionnelles aux poids des terres et aux surcharges appliquées sur cet élément. Lorsque le sol est saturé, la théorie de la consolidation selon Terzaghi s'établit comme suit :
Les contraintes totales sont reprises en totalité dès le début du chargement par le milieu interstitiel (eau) puis ces contraintes totales se répartissent sur l'eau (surpression interstitielle U) et sur le squelette solide (contraintes effectives σ'_z) tel que :

$$\sigma_z = \sigma'_z + U \qquad \textbf{(2)}$$

Lorsque le sol est chargé, les efforts appliqués donnent lieu à des contraintes de compression verticale dans l'échantillon de sol. Ces contraintes se transmettent par les grains dans l'échantillon avec une diminution des vides en raison de l'expulsion de l'eau à une vitesse qui dépend de la perméabilité du milieu. Le sol subit alors, un tassement dans le temps qui modifie l'arrangement des grains suite à l'écoulement de l'eau jusqu'à ce qu'un nouvel état d'équilibre hydrostatique soit atteint. Au cours du temps, la surpression dans l'eau est dissipée et la contrainte totale est intégralement reprise par le squelette solide. Cette notion de consolidation représente ainsi le tassement du sol au cours du temps.
La théorie qui va être utilisée avec l'essai œdométrique, n'est applicable que dans les hypothèses suivantes :

- Avant d'être mis en charge, l'échantillon est dans un état d'équilibre,
- l'échantillon doit être compressible et avoir la même épaisseur initiale entre chaque essais,
- les espaces interstitiels sont remplis d'eau supposée incompressible,
- l'écoulement de l'eau à travers l'échantillon obéit à la loi de Darcy et se fait uniquement dans la direction verticale.

L'essai œdométrique est utilisé en mécanique des sols afin de définir les paramètres de consolidation et de compressibilité des échantillons. Il permet de simuler le tassement et le drainage unidimensionnel d'un sol en fonction du chargement.
L'essai consiste à imposer au sol des chargements successifs où seulement les déplacements verticaux sont permis, afin d'évaluer la déformation verticale et caractériser ensuite le comportement du matériau en compression unidirectionnelle. Afin de transposer cet essai aux bétons, les dimensions de la cellule œdométrique doivent respecter les conditions suivantes [13] :

- La hauteur de l'échantillon doit être grande vis-à-vis de la dimension des grains pour que l'on puisse admettre que la répartition des charges soit homogène,
- Le diamètre de l'échantillon doit être grand vis-à-vis de sa hauteur pour que l'effet de frottement des parois latérales puisse être négligé,
- L'échantillon ne doit pas être trop épais pour limiter le temps de l'essai,

La cellule du perméamètre à charge variable (fig. 8a) répondant à la norme ISO 17892-11 (h=10 cm, D= 15 cm) a été retenue pour l'étude sur les bétons en raison de ses dimensions répondant aux exigences énoncées précédemment (fig. 8a). Le drainage s'effectue en partie supérieure de la cellule

par une plaque métallique perforée qui permet également de transmettre la charge au béton (fig. 8b). La surpression interstitielle due à la charge est mesurée en fonction du temps à l'aide d'un capteur de pression interstitielle situé sous la plaque métallique perforée de la partie inférieure de la cellule. Deux papiers filtres sont disposés sur les plaques drainantes afin d'éviter le départ de particules fines durant l'essai. La cellule est formée d'une paroi verticale rigide afin d'éviter les déplacements horizontaux. Pour appliquer les chargements directs, la cellule est disposée sur une presse de compression (fig. 9). Les capteurs de force et de déplacement de la presse sont reliés à un logiciel afin d'obtenir les déplacements verticaux (tassement de l'échantillon) en fonction du temps.

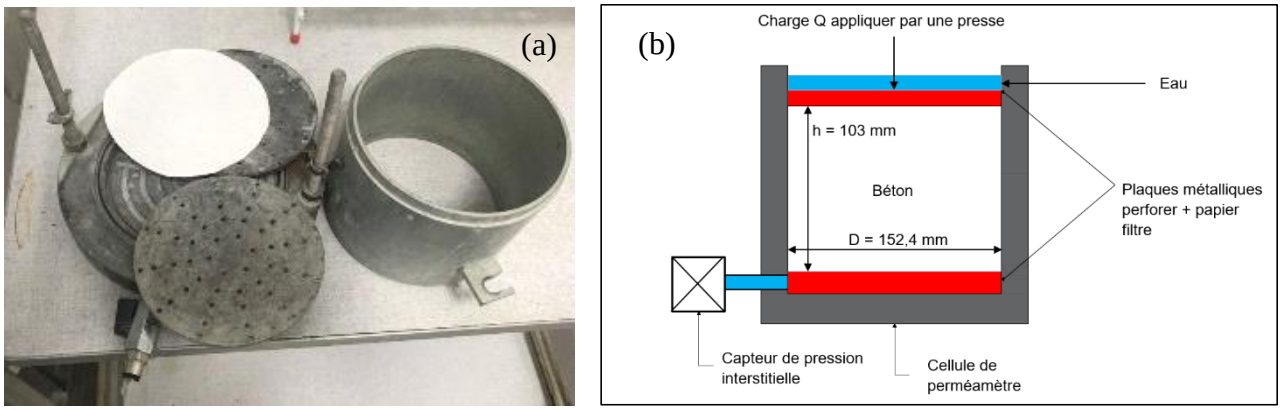


Fig. 8 : Cellule œdométrique adaptée au béton : (a) Cellule issue de l'essai au perméamètre à charge variable ; (b) Représentation schématique du dispositif

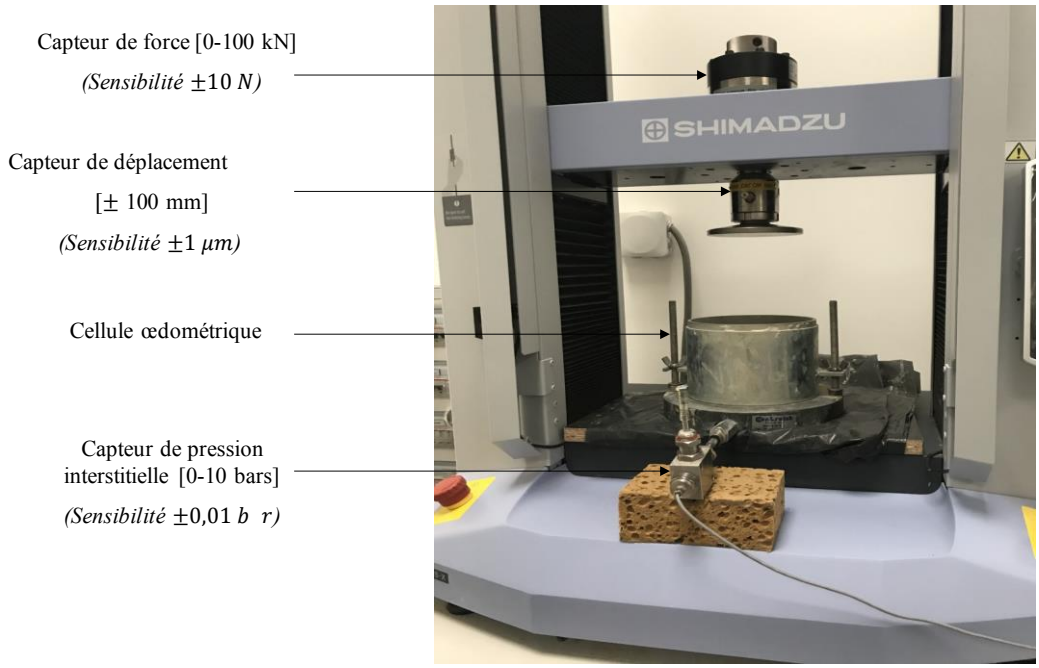


Fig. 9 : Œdomètre-béton

La vitesse nécessaire pour atteindre la charge visée (constante sur l'échantillon durant l'essai) a été définie pour chaque contrainte (tableau 2). L'application de la charge doit se faire le plus rapidement possible de manière à obtenir $\sigma_z = U$ au début du chargement selon la théorie de Terzaghi.

Tableau 2 : Vitesses de chargement pour atteindre la contrainte fixée (pour $\boldsymbol{\sigma_z = U}$)

Contrainte (kPa)	*Vitesse de chargement (mm/min)*
50	*100*
100 - 200	*150*
300 - 400	*250*
500 - 800	*300*

Au cours de l'essai, l'évolution du tassement du béton ainsi que l'évolution de la pression interstitielle sont mesurées en fonction du temps.

6. Essais et Résultats

Avant d'étudier l'influence du rapport E_{eff}/C sur le ressuage à l'aide de l'essai œdométrique, la première phase de l'étude consiste à vérifier que la théorie de Terzaghi peut être appliquée pour les bétons.

6.1 Validation de la théorie de Terzaghi pour les bétons

La figure 10 représente l'évolution du tassement au cours du temps (consolidation) des deux bétons testés pour une contrainte de chargement de 500 kPa.

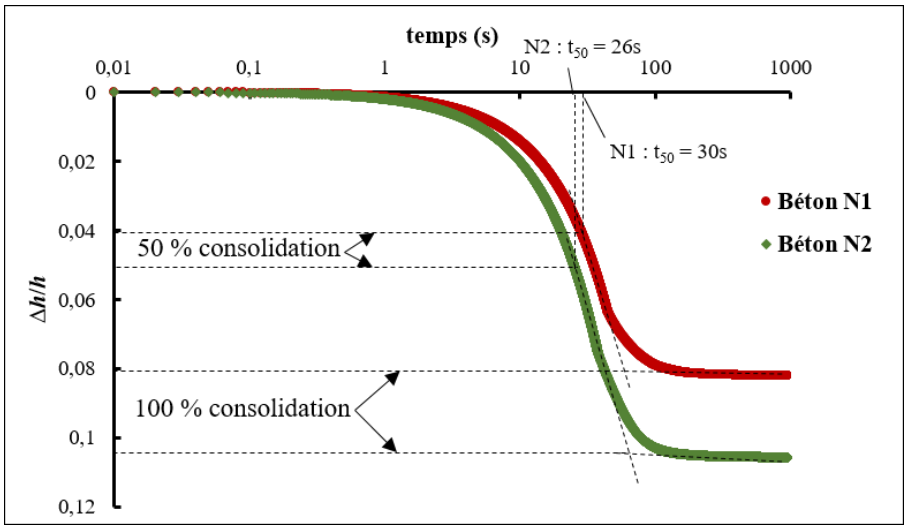


Fig. 10 : Evolution du tassement du béton en fonction du temps pour une contrainte de 500 kPa

Le coefficient de consolidation qui est proposé par la méthode de Casagrande [14] représente la vitesse de consolidation ou encore la vitesse de fermeture de la section des pores de l'échantillon étudié (eq. 3). Il correspond à un degré de consolidation moyen exprimé en m²/s égal à 50% du tassement.

$$c_v = \frac{T_v d^2}{t_{50}} \qquad \textbf{(3)}$$

Avec t_{50} le temps pour atteindre 50% de la consolidation ou le tassement $\frac{\Delta h}{h}$ de l'échantillon (30 s pour le béton N1 et 26 s pour le béton N2). d (m) est la distance de drainage qui correspond à la hauteur de l'échantillon (10 cm) dans notre cas car l'écoulement de l'eau s'effectue uniquement vers la partie inférieure de l'échantillon. T_v est un facteur temps sans dimension qui correspond à un tassement de 50%. Pour les sols, sa valeur est de 0,197 [14]. Cette valeur est conservée pour les bétons étudiés.

Les valeurs obtenues à partir de l'évolution de la pression interstitielle en fonction du temps pourront être comparées à la solution de l'équation de diffusion de l'eau proposée par Terzaghi [16] ce qui permettra de prédire le temps d'écoulement de l'eau dans l'échantillon et le ressuage du béton.

$$\Delta u_{(z,t)} = \frac{4}{\pi}\,\sigma_z \sum_{n=1,3,5,\ldots} \frac{1}{n} e^{-\frac{n^2\pi^2 c_v}{h^2}t} \sin\frac{n\pi z}{2h} \qquad \textbf{(4)}$$

$\Delta u_{(z,t)}$ représente la pression interstitielle de l'eau à une profondeur z (m), à un temps t (s) et sous un chargement σ_z (kPa). h est la distance de drainage (m). c_v correspond au coefficient de consolidation (m²/s). Il vaut $6{,}5.10^{-5}$ m²/s pour le béton N1 et $7{,}5.10^{-5}$ m²/s pour le béton N2. L'évolution de la surpression interstitielle en fonction du temps est donnée à la figure 11.

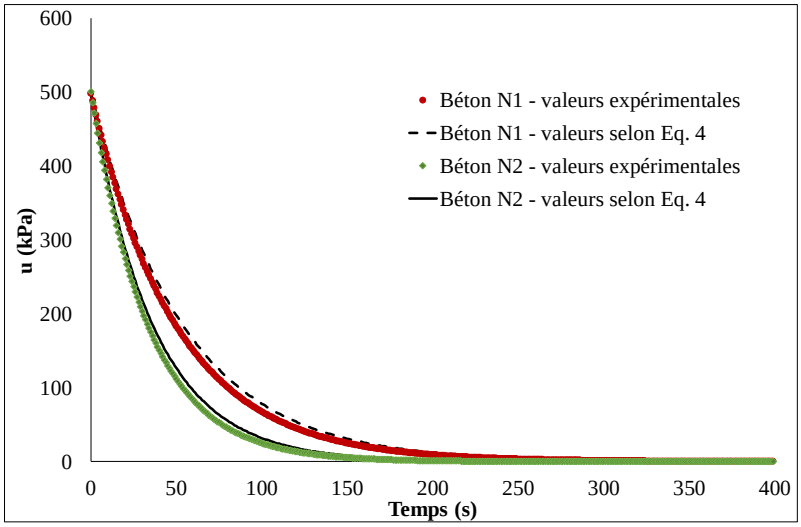


Fig. 11 : Evolution de la surpression interstitielle du béton N1 et N2 en fonction du temps pour une contrainte de 500 kPa

Les résultats montrent une forte similitude entre l'évolution de la pression interstitielle mesurée à partir du capteur de pression et celle obtenue selon l'équation de Terzaghi (Eq. 4). Ce comportement est observé quel que soit la contrainte appliquée. La pression interstitielle qui est égale à la pression totale au début du chargement ($\sigma_z = U$) , s'annule à la fin du tassement. La contrainte appliquée au béton est en totalité transmise au squelette solide à la fin de l'essai ($\sigma_z = \sigma'_z$). La théorie de Terzaghi peut donc s'appliquer au béton, ce qui permettra de prédire le temps d'écoulement de l'eau dans le béton pour des éléments de grandes hauteurs.

6.2 Effet de la perméabilité sur le ressuage des bétons

Le coefficient de perméabilité œdométrique k est déterminé à partir de la relation suivante :

$$k = \frac{c_v}{\sigma_z} \times \frac{\Delta h}{h} \times \gamma_w \qquad \textbf{(5)}$$

Avec γ_w (kN/m^3) le poids volumique de l'eau et σ_z la contrainte appliquée à l'échantillon (kPa). A partir de cette équation, le coefficient de perméabilité à la fin du tassement pour les différentes contraintes appliquées est donné figure 12.

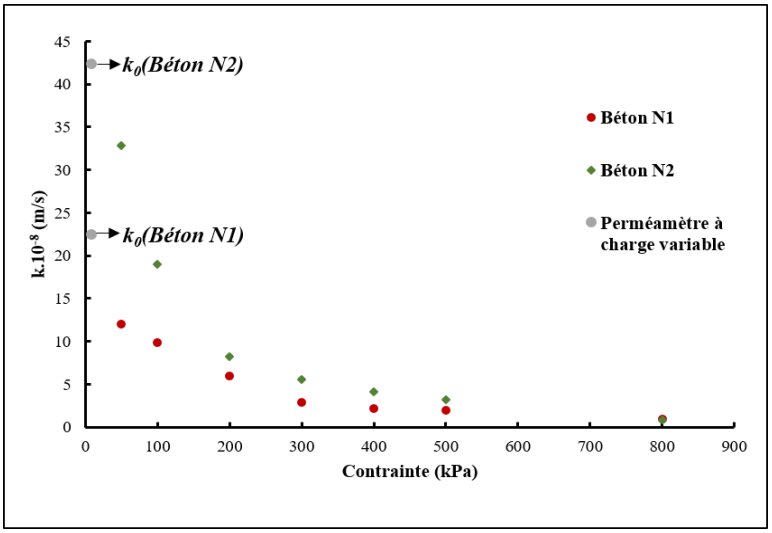


Fig. 12 : Evolution de la perméabilité k en fonction des contraintes appliquées

La valeur de la perméabilité initiale k_0 obtenue au perméamètre à charge variable se trouve dans le prolongement de la courbe d'évolution de la perméabilité à l'œdomètre en fonction des contraintes. En comparant les bétons N1 et N2 pour des pressions inférieures à 200 kPa, une perméabilité plus importante du béton N2 apparaît par rapport au béton N1 ce qui est expliquée par la différence des rapport E/C. Au-delà de cette valeur, la contrainte exercée sur le béton conduit à une capacité d'écoulement de l'eau dans le béton du même ordre de grandeur lorsque la consolidation est terminée. Cependant, la dissipation de la pression interstitielle reste plus rapide pour le béton N2 quel que soit la contrainte appliquée sur le béton. La vitesse à laquelle l'eau est expulsée du béton est contrôlée par l'évolution de la perméabilité du matériau en fonction du temps qui peut être suivi grâce à l'essai œdométrique. Cet essai permet de mieux appréhender les mécanismes de cheminées de remontée d'eau contrairement aux essais empiriques actuels.

7. Conclusion

L'essai œdométrique mis au point pour les bétons a permis d'étudier l'évolution de la perméabilité k en fonction du chargement. La détermination du coefficient de consolidation à l'utilisation du point spécifique déterminé à 50 % sur la courbe de consolidation illustre bien le processus de consolidation des mélanges testés. Ce coefficient est directement lié à la perméabilité du béton et à la compressibilité volumique. Les résultats confirment que la perméabilité contrôle la vitesse à laquelle l'eau est expulsé du béton. La compressibilité volumique peut quant à elle être étudiée au travers de la dissipation de la pression interstitielle. L'évolution de la surpression interstitielle occasionnée par la contrainte appliquée sur le béton peut être prédite grâce à la solution de Terzaghi pour un écoulement unidimensionnel. Cette équation décrivant la variation de la surpression interstitielle en fonction du temps peut être utilisée pour prédire l'écoulement de l'eau d'un béton pour des hauteurs de parois moulées élevées.

Le temps nécessaire pour atteindre la fin du tassement, obtenu par l'essai œdométrique, montre clairement que le filtre presse Bauer, actuellement retenu comme outils d'aide à la décision, ne permet pas de reproduire la consolidation et l'écoulement de l'eau se produisant lors de la mise en place du béton dans les parois moulées.

L'approche proposée, s'appuyant sur la mécanique des sols à l'aide de l'essai œdométrique, peut être utilisé par la suite pour étudier l'effet d'autres paramètres de formulations à l'origine des cheminées de remontée d'eau tel que le retardateur de prise, le pourcentage de particules fines ou encore le type et le dosage en superplastifiant.

8. Remerciements

Ces travaux s'inscrivent dans le cadre d'un projet financé par la FNTP (Fédération Française des Travaux Publics) et l'entreprise Botte Fondations que les auteurs souhaitent remercier pour leur soutien à cette étude.

Références bibliographiques

[1] EN-NF 1538+A1, 2015 ; Exécution des travaux géotechniques spéciaux" - parois moulées

[2] NF EN 206/CN, 2014 ; Béton Spécification, performance, production et conformité, complément national à la norme NF EN 206.

[3] Baudeau P., Weber J.D., 1980 ; Comportement du béton frais de fondations à parois moulées dans le sol", Annales IBTP, N°380 (SOLS FOND-169), ISSN0020-2568, pp. 1-6.

[4] American Society fot testing and Materials, 1987; Standard Test Methods for Bleeding of Concrete, ASTM C232-87, pp. 144-147.

[5] CIA Z17, 2012; Recommended Practice, Tremie Concrete for deep foundations, Concrete Institute of Australia, 40 p.

[6] Azzi A., 2017 ; Etude du ressuage des bétons de parois moulées – Influence des paramètres de formulation, thèse de Doctorat, Université d'Artois.

[7] Massoussi N., 2017 ; Ressuage des matériaux cimentaires : origine physique et changement d'échelle, Thèse de Doctorat, Université Paris-Est.

[8] Holder T., Justino C., Gotteland P., 2019 ; Lien entre essais de filtration modifiés et ressuage, Soletanche Bachy.

[9] NF EN 12350-12, 2010 ; Essais pour béton frais, Paris.

[10] ISO 17892-11, 2019 ; Reconnaissance et essais géotechniques, essais de laboratoire sur les sols, Partie 11 : Essais de perméabilité.

[11] EFFC/DFI, 2018 ; Guide to tremie Concrete for deep foundations, EFFC/DFI Concrete Task Group, 52 p.

[12] Khayat K.H., Casal A., 2005 ; Etude de la stabilité des bétons maigres sous pression.

[13] Costet J. Sanglerat G., 1983 ; La mécanique des sols, tome 1, Dunod, 1983.

[14] Robitaille V., Tremblay D., 2014 ; Mécanique des sols : théorie et pratiques", Modulo.

Un modèle numérique 2D pour prédire l'effet du squelette granulaire sur la résistance à la compression du béton

Ahmed Naija[1,2], Karim Miled[2], Oualid Limam[2] et Ghazi Hassen[3]

[1] Université de Sousse, Institut Supérieur des Sciences Appliquées et de Technologie de Sousse, 4003, Sousse, Tunisie ;
[2] Université de Tunis El Manar, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Laboratoire de Génie Civil LR-03-ES05, 1002, Tunis, Tunisie ;
[3] Laboratoire Navier, Ecole des Ponts ParisTech, Univ Gustave Eiffel, CNRS 6-8 av Blaise Pascal, Cité Descartes, 77455 Champs-sur-Marne, Paris, France ;
E-mail du premier auteur : ahmed.naija@enit.utm.tn

Résumé

L'étude des effets du squelette granulaire a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche dans la littérature dont le modèle numérique récemment publié par Naija et al [1-3]. Celui-ci permet d'optimiser la formulation du béton à haute résistance. Cependant, malgré plusieurs avantages, l'approche tridimensionnelle adoptée par ces auteurs devient gourmande en espace mémoire lorsque le nombre de granulats dépasse 500. Celle-ci ne permet donc pas de simuler des granulométries réelles dans des temps de calculs raisonnables. Afin de dépasser ces limites, ce même modèle est implémenté dans la présente étude en deux dimensions, augmentant ainsi sa pertinence et réduisant considérablement le temps de calcul. Une validation de cette nouvelle approche est présentée, tout d'abord par comparaison à l'approche originelle et ensuite à des résultats expérimentaux.

Mots clés
Béton, squelette granulaire, résistance à la compression, modèle numérique 2D, particules de Voronoï, calcul à la rupture.

1. Introduction

Le béton est un matériau hétérogène dont les propriétés mécaniques dépendent fortement de sa composition. Plusieurs algorithmes numériques, développés durant ces dernières décennies, se sont intéressés à la modélisation des effets de la microstructure et de la composition du béton sur sa résistance à la compression, à l'instar du modèle développé récemment par Naija et al. [1-3]. Ce modèle numérique tridimensionnel crée une granulométrie discrète idéalisée du béton et ensuite simule des essais de compression en se basant sur la théorie du calcul à la rupture. Il permet alors de prédire les effets des paramètres géométriques du squelette granulaire sur la résistance à la compression.

L'approche adoptée est beaucoup plus rapide en temps de calcul que d'autres approches numériques basées sur la méthode des éléments finis [4] ou sur la méthode des éléments discrets [5-6]. Mais malgré cet avantage, augmenter la taille de l'éprouvette virtuelle étudiée dans le but de simuler une granulométrie réelle résulte dans une augmentation considérable du temps de calcul. En effet, la mise en œuvre pratique du modèle de Naija et al. [1-3] s'est limitée à l'étude d'éprouvettes cubiques virtuelles ne dépassant pas les 500 granulats. Ce modèle numérique s'est donc restreint à la représentation de la fraction « gravier » du béton.

Afin de pallier les barrières numériques dont souffre la mise en œuvre de la modélisation tridimensionnelle, nous présentons dans cette contribution une version bidimensionnelle du modèle

numérique permettant de prendre en considération des granulométries réelles représentant à la fois le gravier et le sable.

Une première validation de cette modélisation bidimensionnelle, basée sur la comparaison de ses estimations de la résistance à la compression avec celles de la modélisation tridimensionnelle de Naija et al. [1-3] est présentée. Ces résultats sont corroborés par une validation expérimentale s'appuyant sur les résultats expérimentaux de [7].

2. Présentation de l'approche 2D

Le modèle numérique comporte un module géométrique et un module mécanique. Le module géométrique commence par distribuer aléatoirement, dans une éprouvette carrée, des cercles dont les diamètres sont générés à l'image de la granulométrie réelle étudiée (Figure 1a). Ensuite, cette éprouvette est décomposée en particules de Voronoï [1-3]. Chaque particule représente la zone d'influence du cercle inclus (Figure 1b). Finalement, une homothétie est appliquée, donnant la forme angulaire des granulats (Figure 1c) et permettant de déterminer les paramètres géométriques caractérisant les interfaces de contact entre les granulats voisins.

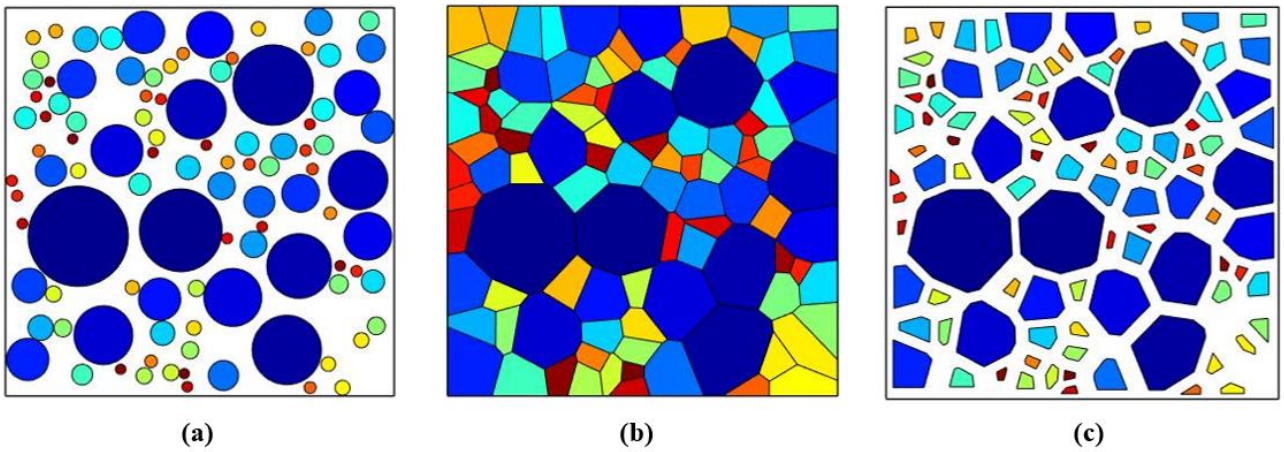


Fig.1: Étapes de modélisation de la microstructure. a : Distribution des cercles ; b : Détermination des particules de Voronoï ; c : Détermination de la forme des granulats

Ensuite, le module mécanique simule un essai de compression simple en se basant sur l'approche statique du calcul à la rupture [1-2]. C'est-à-dire qu'il cherche à trouver le champ des contraintes statiquement admissible qui maximise l'effort macroscopique de compression appliqué sur l'éprouvette virtuelle du béton tout en vérifiant le critère de résistance du matériau. Dans cette étude, la rupture est supposée avoir lieu dans les interfaces de contact séparant les granulats et passant par la pâte de ciment. Ainsi le critère microscopique adopté est celui proposé par Miled et al. [8], dont une représentation dans le plan de Mohr est donnée sur la figure 2**.** Ce critère s'exprime sous la forme suivante :

$$\sigma_n^k \left(1 + \left(\frac{\tau^k}{\sigma_n^k}\right)^2\right)^2 = f_{cp}(e^k) \qquad (1)$$

où σ_n^k et τ^k désignent respectivement la contrainte normale et tangentielle à l'interface de contact entre un couple $k = (i,j)$ de granulats voisins *i* et *j*. $f_{cp}(e^k)$ est la résistance à la compression de la pellicule de pâte de ciment d'épaisseur e^k. Celle-ci exhibe un effet d'échelle de volume comme suit :

$$f_{cp}(e^k) = f_{cp}(L_0)\ \left(\frac{e^k}{L_0}\right)^{-\alpha} \qquad (2)$$

où $f_{cp}(L_0)$ est la résistance à la compression intrinsèque de la pâte de ciment, déterminée expérimentalement sur des éprouvettes cylindriques (160 mm x 320 mm) tandis que α désigne la puissance de la loi d'effet d'échelle de volume.

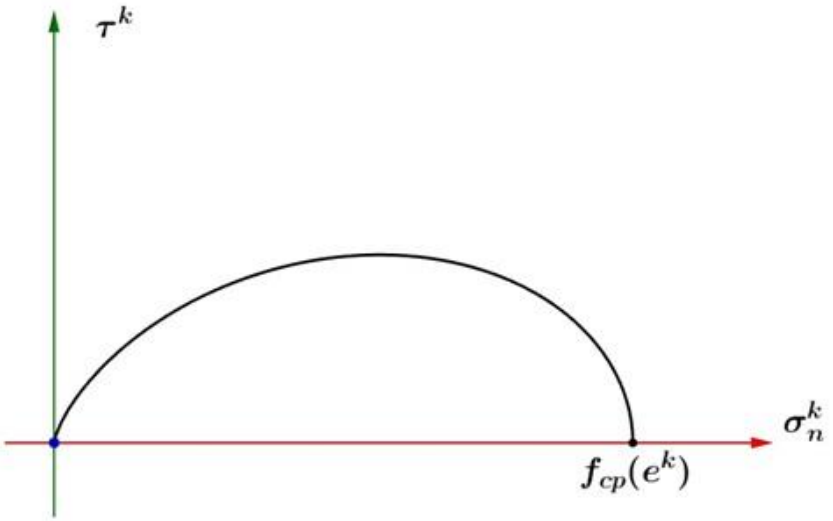


Fig.2 Critère de rupture de la pâte de ciment

En pratique, ce module mécanique est implémenté numériquement comme un problème de maximisation sous contraintes. Les variables sont les forces d'interaction entres les particules et la fonction objectif est la somme des forces d'interaction entre les particules de surfaces et le piston appliquant l'effort macroscopique. Les contraintes gouvernant ce problème sont d'une part, les équations d'équilibre statique des particules, et d'autre par les inéquations représentant le critère de rupture de la pâte de ciment. Ce problème de maximisation est résolu en utilisant le solveur MOSEK [9].

3. Détermination du VER et évolution du temps de calcul

Le volume élémentaire représentatif du béton représente la taille minimale de l'échantillon qui permet une représentation statistique correcte de la microstructure du béton conduisant à une valeur représentative de sa résistance à la compression. La figure 3 montre l'évolution, sur une échelle semi-logarithmique, de cette résistance en fonction du nombre des granulats pour une granulométrie virtuelle donnée.

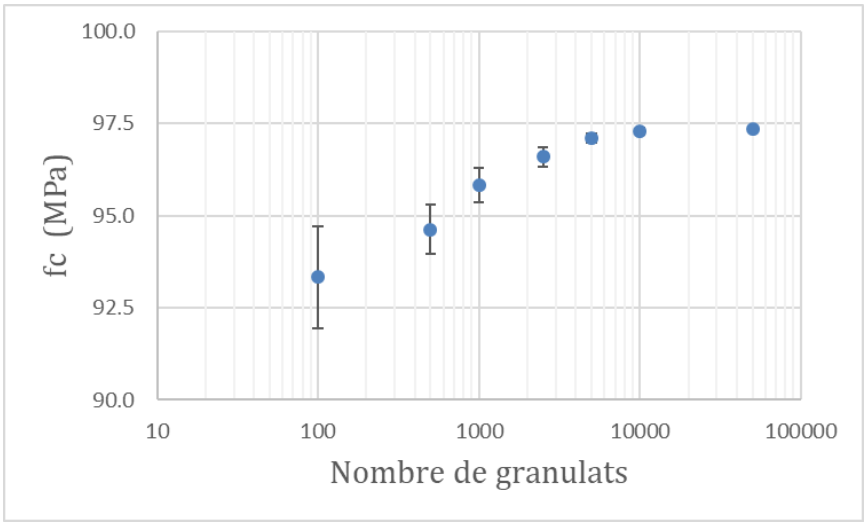


Fig.3 Détermination du VER du béton en fonction du nombre de granulats

Nous pouvons constater que le résultat se stabilise pour des éprouvettes contenant 5000 granulats. Ce nombre est donc fixé comme étant la taille numérique du VER ou de l'éprouvette virtuelle du béton.

La figure 4 montre l'évolution du temps de calcul en fonction du nombre de granulats. Nous pouvons constater que log(t) est linéaire en fonction de log(N). À titre comparatif, le temps de calcul requis pour une simulation 3D à 500 granulats est d'environ 5 minutes alors que pour une simulation 2D à 500 granulats, le temps de calcul est d'environ 2 secondes seulement. Ceci montre l'avantage d'une telle approche.

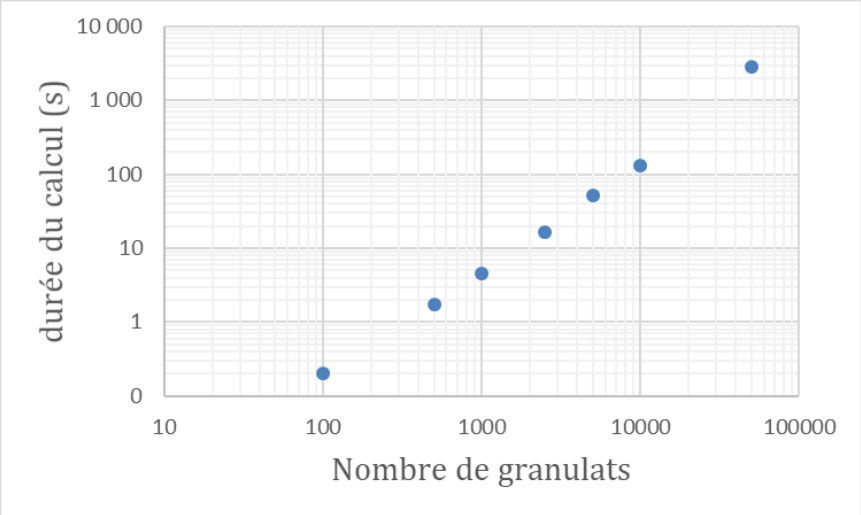


Fig.4 Evolution du temps de calcul en fonction du nombre de granulats

4. Validation de l'approche 2D par rapport à la 3D

La figure 5 montre une comparaison entre les résultats de l'approche 3D et ceux de l'approche 2D pour 5 bétons virtuels ayant des squelettes granulaires différents (fraction volumique, diamètre maximal, distribution granulaire) ainsi que des résistances de pâte de ciment différentes. Dans les simulations 3D, des éprouvettes virtuelles cubiques à 500 granulats sont utilisées alors que dans les simulations 2D, des éprouvettes carrées de 10000 granulats sont utilisées.

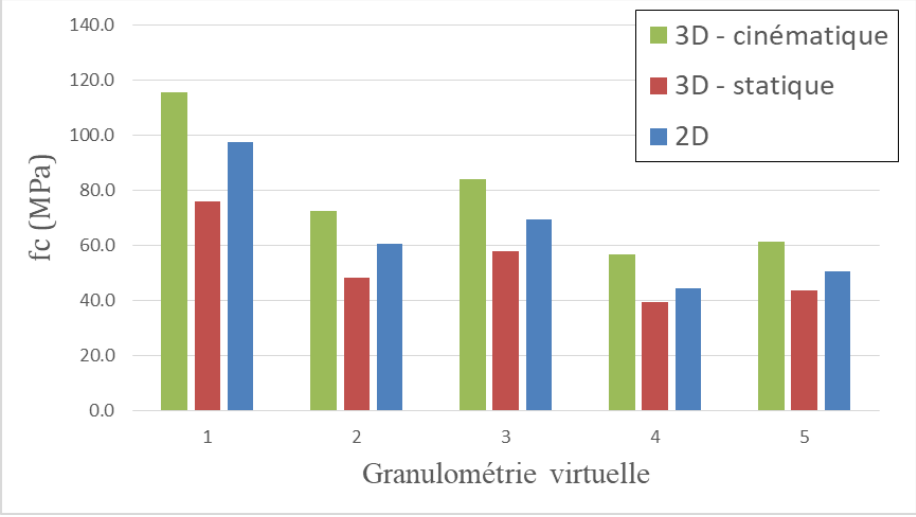


Fig.5 Comparaison entre les résultats des modèles 3D et 2D

Nous pouvons constater que le modèle 2D donne des résistances à la compression comprises entre celles données par l'approche statique 3D et celles de l'approche cinématique 3D. Dans l'étude de Naija [1], il a été montré que ces deux approches, donnant respectivement une borne inférieure et une borne supérieure de la résistance à la compression du béton, convergent lorsque le nombre de granulats devient très important, ce qui est le cas pour le modèle 2D. Nous pouvons ainsi conclure

que ce modèle permet de déterminer de manière plus précise la résistance à la compression du béton en fonction de sa composition et sa microstructure.

5. Validation du modèle 2D

En dernière étape de cette étude, le nouveau modèle 2D est validé par rapport à des résistances à la compression expérimentales issues de la littérature [4] et pour lesquelles les données mécaniques et géométriques nécessaires sont disponibles. Sept mélanges différents sont utilisés, relatifs à trois mortiers et à quatre bétons, tous confectionnés à partir d'une même pâte de ciment à haute résistance ayant $f_{cp}(L_0) = 152{,}3$ MPa.
Notons que pour cette validation, des éprouvettes 2D virtuelles contenant 10000 granulats ont été utilisées, permettant de représenter à la fois le gravier et le sable. Cependant, le diamètre minimal implémenté est fixé au 1/20 du diamètre maximal. En effet, même avec ce nouveau modèle très performant, nous ne pouvons pas simuler les interactions entre les particules très fines du béton.
La figure 6 montre une confrontation entre les résistances expérimentales et les prédictions numériques du modèle 2D, et ce pour $\alpha = 0{,}05$ comme proposé précédemment par Naija et al. [2]. Nous obtenons un faible écart quadratique moyen normalisé égal à 6,21%.

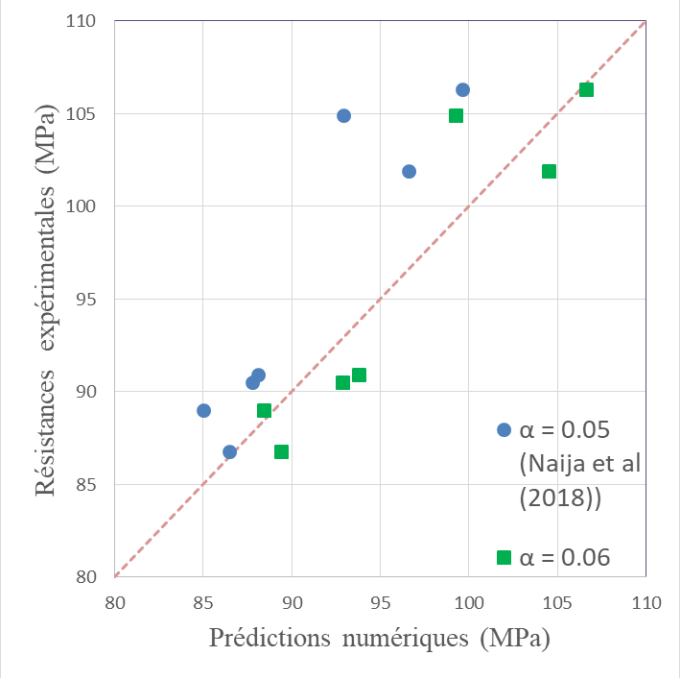


Fig.6 Confrontation des résultats expérimentaux et des prédictions numériques

Afin de calibrer davantage ce modèle de prédiction, le paramètre α a été recalibré pour obtenir l'écart minimal entre les résistances expérimentales et les prédictions numériques. Ainsi, pour $\alpha = 0{,}06$ nous obtenons un écart quadratique moyen normalisé plus faible de l'ordre de 3% (voir figure 6).

5. Conclusion

En conclusion de cette étude, le modèle numérique de prédiction de la résistance à la compression du béton proposé récemment par Naija et al. [1-3] a été implémenté en deux dimensions. Ceci a permis de réduire le temps de calcul considérablement et ainsi d'augmenter la précision du modèle en représentant à la fois le gravier et le sable. Cette nouvelle approche donne des résultats compris entre les bornes supérieures et inférieures prescrites par le modèle 3D originel. De plus, celui-ci permet de bien prédire des résistances expérimentales issues de la littérature.
Cette étude représente alors un deuxième pas réussi vers la modélisation et la compréhension des effets de la composition et de la microstructure du béton sur sa résistance à la compression, et ce dans le but d'aider à optimiser sa formulation.

Références bibliographiques

[1] Naija A., 2019 ; Approche de type calcul à la rupture appliquée à la microstructure des bétons à haute résistance, thèse de doctorat, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis (ENIT).

[2] Naija A., Miled K., Limam O., 2018 ; A discrete micromechanical model for predicting HSC compressive strength based on a yield design approach. Cons. Buil. Mat., vol 175, pp.714-725.

[3] Naija A., Hassen. G, Limam O., Miled K., 2020 ; Numerical study of the biaxial compressive strength of high strength concrete based on a yield design micromechanical approach. Int. J. Num. Anal. Methods Geomech.., vol 44, pp. 772- 781.

[4] Shahbeyk S., Hosseini M., Yaghoobi M., 2011 ; Mesoscale finite element prediction of concrete failure Comput. Mater. Sci., vol 50(7), pp. 1973-1990.

[5] Cusatis G., Pelessone D., Mencarelli A., 2011 ; Lattice Discrete Particle Model (LDPM) for failure behavior of concrete. I: Theory, Cem. Concr. Compos., vol 33, pp 881-890.

[6] Cusatis G., Pelessone D., Mencarelli A., 2011 ; Lattice Discrete Particle Model (LDPM) for failure behavior of concrete. II: Calibration and validation, Cem. Concr. Compos., vol 33, pp 891–905.

[7] de Larrard F., Structures granulaires et formulation des bétons, France, 2000

[8] Miled K., Limam O., Sab K., 2012 ; A probabilistic mechanical model for prediction of aggregates' size distribution effect on concrete compressive strength, Physica A: Statistical Mechanics and its Applications, vol 391(12), pp 3366-3378.

[9] MOSEK ApS. The MOSEK Modeling Cookbook. MOSEK ApS, Fruebjergvej 3, Boks 16, 2100 480 Copenhagen O, 2012. Last revised September 2015.

Caractérisation expérimentale et prédiction du retrait des bétons routiers à base de sables concassés riches en fillers

Amal Bousleh[1], Saloua EL Euch Khay[1], Taoufik Achour[2] et Jamel Neji[1]

(1) Université de Tunis El Manar, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis (ENIT), Laboratoire de matériaux d'optimisation et d'énergie pour la durabilité (LAMOED), Tunis, Tunisie;
(2) Laboratoire de Génie Civil (LGC), Université de Carthage, Ecole Nationale d'Architecture et d'Urbanise (ENAU), Tunis, Tunisie
E-mail du premier auteur : bousleh.amal@yahoo.fr

Résumé
Le but de cette étude est d'une part la valorisation du sable de concassage riches en fillers dans la formulation des bétons routiers et d'autre part l'étude du comportement de ces bétons vis-à-vis du phénomène de retrait qui est parmi les caractéristiques les plus prépondérantes à considérer étant donné qu'il pilote et contrôle la fissuration de ces bétons. Les résultats des essais mécaniques standards réalisés sur différents bétons à base de sables de concassage ont confirmé la possibilité de l'utilisation de ces sables dans la confection des bétons hydrauliques. Les essais de retrait libre réalisés à des échéances allant à six mois ont montré d'autre part que les valeurs de retrait des bétons à base de sable de concassage et leur évolution au cours de temps sont proches de celles d'un béton témoin à base de sable siliceux roulé. En vue de modéliser le retrait, deux modèles existants sont utilisés: le modèle Américain ACI 209 et le modèle Européen Eurocode2. Les résultats de la modélisation ont montré que le modèle américain ACI 209 est plus pertinent pour le cas des bétons testées présentant une erreur moyenne quadratique (RMSE) maximale de 35µm/mm. Le modèle Eurocode2, par ailleurs, ne prédit pas correctement le retrait des bétons fins (les bétons de sable).

Mots clés
Sable calcaire fillérisé, Chaussée rigide, Retrait, Caractérisation expérimentale, Modélisation.

1. Introduction

Le bitume est le liant le plus utilisé dans la construction des routes en Tunisie. Toutefois, Il présente plusieurs inconvénients. D'une part, c'est un matériau totalement importé et d'autre part la durée de vie des chaussées souples utilisant ce matériau est relativement courte nécessitant une maintenance répétitive couteuse.

Les chaussées rigides qui sont des chaussées en béton de ciment semblent être une alternative intéressante puisqu'ils utilisent un liant fabriqué localement et présentent une durabilité éminente. Cependant, ce type de chaussées est rarement utilisé en Tunisie.

De plus, ces ouvrages (les chaussées souples et rigides) sont de vrais consommateurs de granulats dont l'exploitation massive rend possible une carence des gisements.

Le sable de concassage, qui est un matériau répandu mais peu utilisé en technique routière, semble être une bonne alternative. Il faut alors qu'il répond aux critères de qualité et être disponible en quantité suffisante. Ce qui est vraiment le cas puisqu'il est issu des différentes carrières du pays et considéré souvent comme rebut de fabrication de gravier vu qu'il est riche en fillers. Plusieurs études de valorisation du sable de concassage local ont été menées et ont abouti à des résultats intéressants [1-3].

Le présent travail s'inscrit dans cette démarche. La première partie de l'étude consiste à vérifier la faisabilité de trois types de bétons hydrauliques routiers incorporant des sables de concassage dans leur formulation notamment en testant leurs différentes caractéristiques mécaniques (résistances à la compression et à la compression) ainsi que leur comportement vis-à-vis du phénomène de retrait. La deuxième partie traite la modélisation du retrait de ces bétons à travers des modèles existants de la littérature : le modèle ACI 209 et le modèle Eurocode 2.

2. Etude expérimentale

Dans cette étude, trois gisements différents (Djbel Ressas (JR), Djbel Ouest (JO) et El Khlédia (KH)) ont été utilisés. Les différentes caractéristiques des granulats (sable de concassage SC, sable siliceux roulé SR et gravier G) ont été déterminées au laboratoire. Les résultats des essais d'identification sont affichés au Tableau 1. La lecture des résultats de ces essais montre la possibilité de l'utilisation de ces matériaux en couches de chaussée et particulièrement en couche de roulement. En effet, les granulats sont propres vis-à-vis de l'argile (IP non mesurable) et présentent des coefficients LA et MDE qui répondent aux exigences normatives des bétons routiers (LA<25 et MDE<20).

Tableau 1 : Propriétés des granulats utilisés

Granulat	SC 0/4 JR	SC 0/4 JO	SR 0/2 KH	G 4/16 JR	G 4/16 JO	G 5/12.5 JR	G 4/12 JO	Filler JR	Filler JO	Filler KH
MVA (kg/m^3)	2690	2658	2585	2700	2655	2700	2655	-	-	-
A %	-	-	-	9.69	14.8	10.32	8.94	-	-	-
Ab %	0.62	0.65	1.7	0.62	0.78	0.62	1.063	-	-	-
Fillers %	11	14.95	4.58	0.6	1.01	1.5	1.59	-	-	-
ES %	85.43	71.72	72.17	-	-	-	-	-	-	-
IP %	Nm	4.43	Nm	-	-	-	-	-	-	-
LA %	-	-	-	23	24.7	-	-	-	-	-
MDE %	-	-	-	15	18.9	-	-	-	-	-
Φ	0.717	0.693	0.72	0.629	0.624	0.631	0.639	0.559	0.522	0.517

MVA : Masse volumique absolue, Ab : Coefficient d'Absorption, A : Coefficient d'Aplatissement, ES : Equivalent de Sable, IP : Indice de plasticité, LA : Los Angeles, MDE : Micro Deval, Φ : Compacité.

Pour les deux carrières Djbel Ressass et Djbel Ouest, trois types de béton à base de sable de concassage ont été établis : un béton hydraulique ordinaire BO (diamètre maximal des granulats, D_{max}=16mm), un béton moyen BM (D_{max}=12,5mm) et un béton de sable BS (D_{max}=4mm). Ce dernier est un béton fin dont la seule composante granulaire est le sable. Il se distingue par conséquent des bétons traditionnels par l'absence de gravillons. Il est destiné aux mêmes emplois que le béton classique. En plus, une formule mixte à base de sable siliceux roulé d'El Khlédia et de gravier de Djbel Ouest a sevi d'une formule témoin.

Les bétons sont formulés et leurs squelettes granulaires sont optimisés en utilisant le Modèle d'Empilement Compressible (MEC) à travers le logiciel BétonlabPro du LCPC [4]. La composition des mélanges hydrauliques obtenus est portée dans le Tableau 2. Il s'agit de bétons de consistance plastique caractérisés par un affaissement au cône d'Abrams de 4 à 6 cm.

Les mélanges ainsi obtenus ont fait l'objet :

- Des essais de compression et de fendage jusqu'à une échéance de 28 jours sur éprouvettes cylindriques 10cmx20cm en suivant respectivement les directives des normes NF EN 12390-3 [5] et NF EN 12390-6 [6].
- Des essais de retrait libre, à l'aide d'un retractomètre de 1µm de précision, jusqu'à un âge de 6 mois sur des éprouvettes prismatiques 7cmx7cmx28cm en suivant les directives de la norme NF P 15-433 [7]. A chaque extrémité de ces éprouvettes est inséré un plot en laiton pour permettre les mesures de longueur.

Les dispositifs expérimentaux utilisés sont montrés dans la Figure1. Notons qu'à chaque échéance au moins 3 éprouvettes sont testées.

Tableau 2 : Proportions des composants des formules étudiées (en kg/m^3)

Carrière Djbel Ressas						Carrière Djbel Ouest						Carrières Djbel Ouest + El Khlédia				
Formule	SC 0/4 JR	G 4/16 JR	G 5/12.5 JR	E eff	E/C	Formule	SC 0/4 JO	G 4/16 JO	G4/ 12 JO	E eff	E/C	For-mule	SR 0/2 KH	G 4/16 JO	E eff	E/C
BO-JR	722	1097	-	188	0.57	BO-JO	879	891	-	206	0.62	BT-JO	794	1023	184	0.56
BM-JR	827	-	968	195	0.59	BM-JO	880	-	88 1	210	0.64					
BS-JR	1625	-	-	238	0.72	BS-JO	1571	-	-	254	0.77					



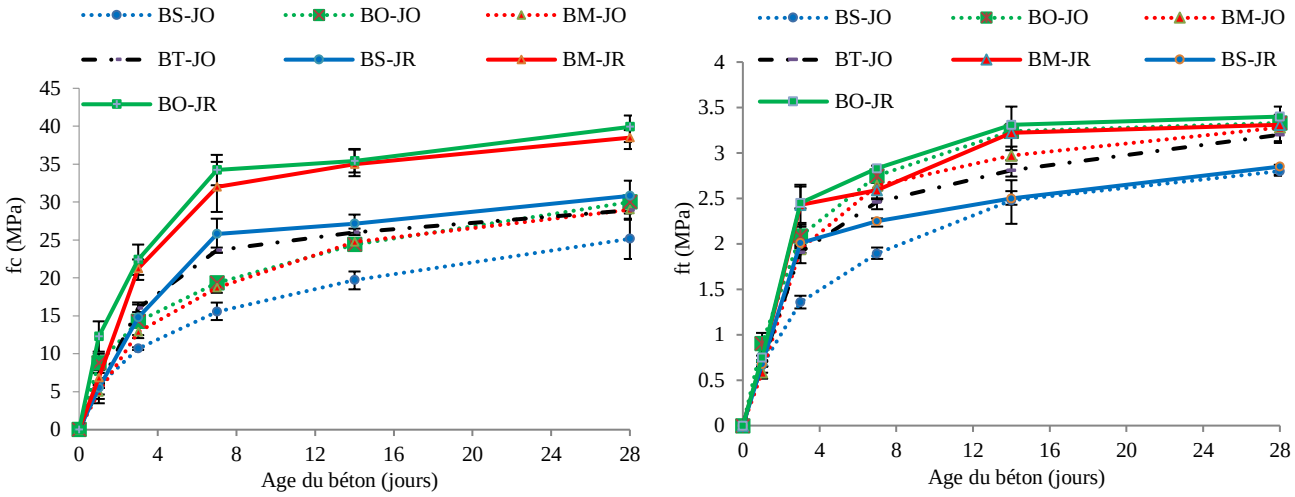
*Fig.*1 Dispositifs expérimentaux

3. Résultats des essais mécaniques et interprétations

Les résultats des essais de compression et de traction par fendage pour les sept formules de bétons sont portés sur la Figure2. La lecture des résultats permettent de tirer les conclusions suivantes :

- Les valeurs de la compression et de la traction des mélanges de bétons évoluent progressivement jusqu'à l'échéance de 28 jours avec une même allure.
- Les formules BO-JR et BM-JR (à base de granulats de Djbel Ressas) révèlent les résistances à la compression et à la traction par fendage les plus importantes comparées aux autres formules. Ceci est dû essentiellement à la meilleure qualité de la roche mère de ce gisement.
- Les formules de bétons de sable des deux carrières (BS-JR et BS-JO) marquent des valeurs de résistances les moins élevées. Par conséquent, la valeur du diamètre maximale des granulats influe sur la résistance des bétons.
- En comparaison avec la formule témoin (BT-JO), la formule de béton ordinaire issue de la même carrière (BO-JO) marque des valeurs de résistances de compression et de traction par fendage légèrement plus élevées que la formule témoin BT-JO. Ceci est dû à l'amélioration de la compacité du béton en présence de fillers calcaires.

Notons que les valeurs de résistances présentées par les différents mélanges sont largement suffisantes pour qu'un béton soit utilisé en couche rigide de chaussée au sens de la norme française NF P 98-170 [8]. Toutefois, il est indispensable de tester le comportement de ces bétons vis-à-vis du retrait étant un phénomène qui pourrait induire la fissuration de ces bétons et nuire par conséquent à leur durabilité.



a) Résistance à la compression b) Résistance à la traction par fendage

*Fig.*2 *Résistances mécaniques des bétons étudiés*

4. Etude du retrait

Les bétons de ciment sont soumis à des contraintes dues au retrait thermique à cause des variations de température et au retrait de séchage à cause de la perte d'humidité. Par conséquent, sous ces effets, les contraintes de retrait entraînent des contraintes de traction dans le béton qui une fois dépassent une certaine limite, les fissures se développent dans le béton.

5.1. Résultats des essais de retrait libre

Les résultats des essais de retrait libre sont portés sur la Figure3. Les courbes représentant le retrait des différents bétons testés évoluent de la même manière au cours du temps. Toutefois et pour les deux gisements, le béton de sable a montré un retrait plus élevé (30% à 40% plus élevé que celui du béton ordinaire). Il est clair que plus la classe granulaire du béton est faible, plus le retrait est élevé. En effet, l'utilisation des granulats de petits calibres demande une quantité d'eau de gâchage plus importante ce qui favorise de plus en plus le retrait [9].

En comparant les résultats de la formule de béton ordinaire à base de sable de concassage (BO-JO) à ceux de la formule témoin à base de sable siliceux roulé (BT-JO), les bétons à base de sable concassé ont montré un retrait à long terme 20% supérieur au béton témoin. En effet, bien que la présence de filler calcaire a un effet positif sur le retrait de séchage puisque sa finesse augmente la compacité du squelette du béton et donc réduit les transferts d'humidité [10], l'effet du rapport E/C (plus élevé pour les bétons à base de sable de concassage) sur le retrait reste plus prépondérant.

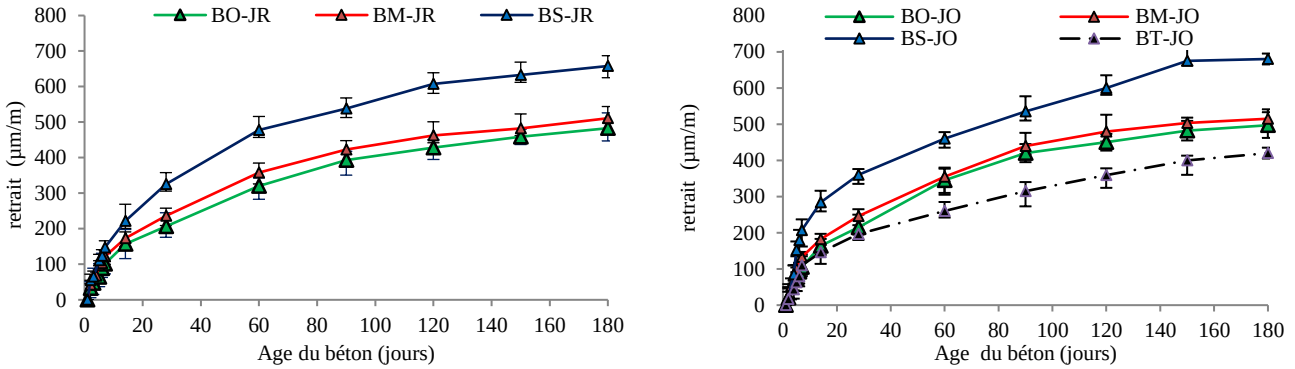


*Fig.*3 *Evolution du retrait des mélanges en fonction du temps*

5.2.Modélisation du retrait

Dans cette partie, une modélisation du retrait des bétons à base de sables concassés riches en fillers à travers des modèles existants de la littérature est présentée. Ci-dessus un bref aperçu sur les deux modèles utilisés.

5.2.1. Présentation des modèles

5.2.1.1. Le modèle Eurocode 2

La déformation totale de retrait peut être calculée à l'aide du modèle Eurocode 2 par les Equations (1), (2) et (3) [11]:

$$\varepsilon(t - t_s) = \varepsilon_{cd\infty}\beta_{ds}(t - t_s) \quad (1)$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \frac{(t - t_s)}{(t - t_s) + 0.04\sqrt{h_0{}^3}} \quad (2)$$

$$\varepsilon_{sd0} = \beta_{RH}0.85\left[(220 + 110\,\alpha_{ds1})\exp(-\alpha_{ds2}\frac{f_{cm}}{10})\right].10^{-6} \quad (3)$$

Avec t: Age du béton (jours), t_s: Age du béton au début du retrait (jours), h_0 : Epaisseur effectif de la pièce (mm), $\varepsilon_{cd\infty}$: Déformation du retrait ultime ($\varepsilon_{cd\infty} = K_h\varepsilon_{cd0}$), K_h : Coefficient tenant compte de l'épaisseur effectif h_0, β_{RH} : Coefficient tenant compte de l'humidité relative sur le retrait ultime. f_{cm} : Résistance moyenne du béton à 28 jours (MPa) et α_{ds1} , α_{ds2} : Coefficients tenant compte du type de ciment sur le retrait ultime.

5.2.1.2. Le modèle ACI 209

Selon le *Comité 209* de l'American Concrete Institute (ACI Committee 209), le retrait peut être exprimé par la relation (4) [12]:

$$\varepsilon(t) = \frac{t - t_s}{t - t_s + b}.K_{ss}.K_{SH}.K_{cp}\varepsilon_{shu} \quad (4)$$

$\varepsilon(t)$: Déformation du retrait au temps t, K_{ss} : Facteur tenant compte de l'effet des dimensions de la pièce sur le retrait (Equation 5), $\frac{V}{S}$: Rapport du volume à la surface en contact avec l'atmosphère (mm) t : Age du béton (jours), t_s: Age du béton au début du retrait (jours), K_{SH}: Facteur tenant compte de l'effet de l'humidité relative (H) sur le retrait, K_{cp} : Facteur tenant compte de l'effet de la durée de la cure sur le retrait et ε_{shu}: Déformation du retrait ultime.

$$K_{ss} = 1.2\exp\left[-0.00472\frac{V}{S}\right] \quad (5)$$

5.2.2. Résultats de la modélisation et interprétations

Sur la Figure4 sont présentés les résultats de la modélisation des différents bétons étudiés. Pour chaque formulation, les résultats expérimentaux et les courbes représentant les modèles ACI 209 et Eurocode 2 sont montrés. Il est clair que le modèle ACI illustre mieux le retrait à court, moyen et long terme de toutes les formules testées de bétons calcaires fillérisés (Figure4). Le modèle Eurocode 2 par contre a donné des résultats acceptables à court et moyen terme (jusqu'à 28jours). Quant au comportement à long terme, les valeurs expérimentales s'éloignent des courbes du modèle surtout pour les deux formules de bétons de sable (Figures 4c et 4f). Le modèle Eurocode 2 sous-estime ainsi le retrait à long terme de tous les bétons testés.

Afin de mieux interpréter les résultats, les valeurs de l'erreur moyenne quadratique RMSE (en µm/m) des deux modèles ont été calculées pour chaque formule testée et affichées sur la Figure4.

Pour les formules de bétons ordinaires BO et moyens BM des deux carrières, les valeurs de RMSE des deux modèles sont acceptables (variant entre 21 µm/m et 41 µm/m). Toutefois, les prédictions du modèle ACI 209 sont toujours meilleures à ceux du modèle Eurocode2 du fait que sa RMSE est toujours plus faible que celle du second modèle.

Pour le cas des bétons de sable BS, le modèle ACI 209 donne des valeurs de RMSE beaucoup plus faibles comparées à celles de l'Eurocode 2 qui sont excessives et dépassent 100µm/m. Ceci prouve que ce dernier modèle ne prédit pas le retrait des bétons de sable concassé de façon fiable.

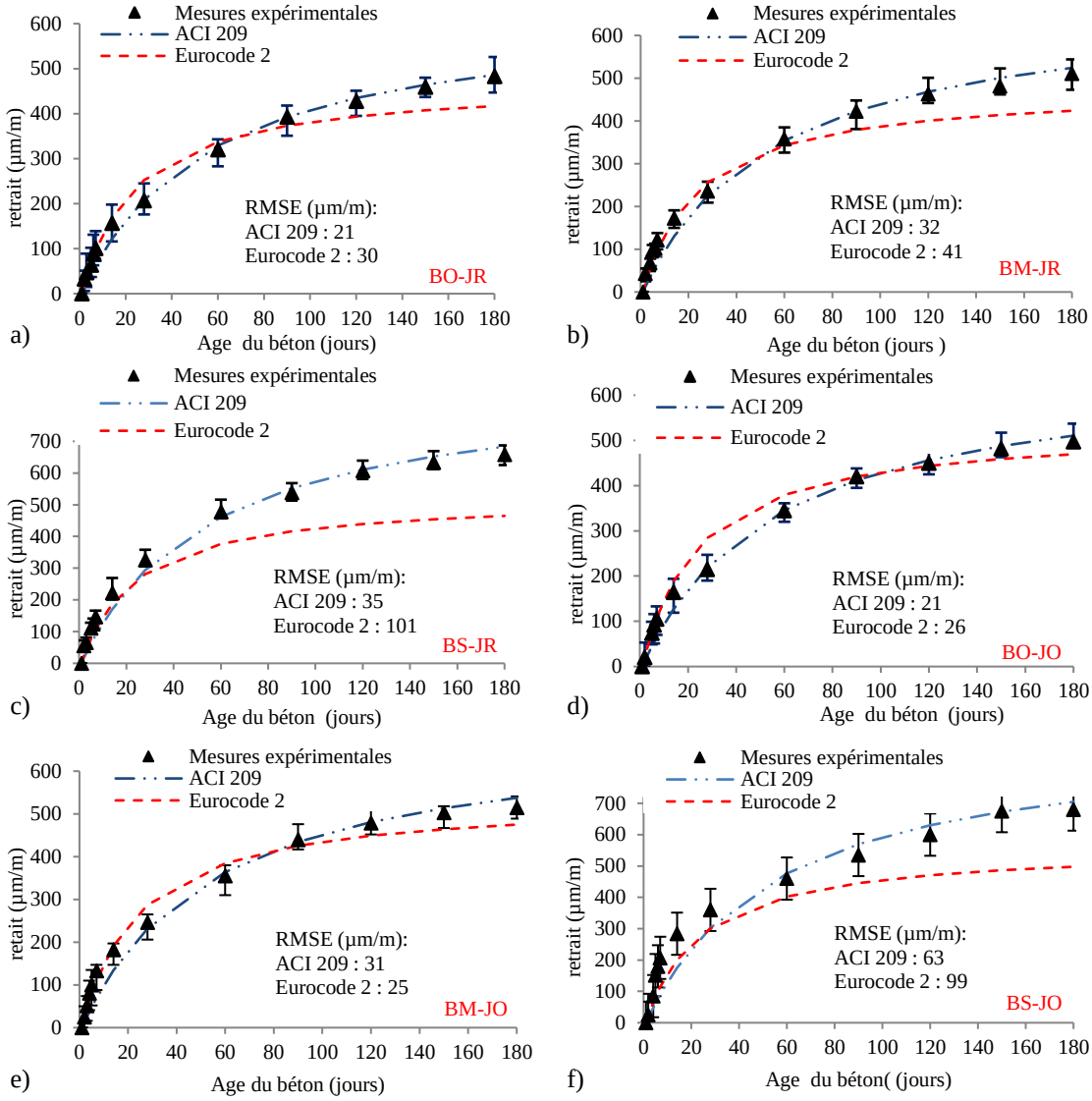


Fig. 4 Evolution du retrait libre en fonction de l'âge du béton

5.3.Ouvertures des joints d'une chaussée en béton

La fissuration par retrait est considérée comme un critère de conception pour les chaussées rigides. Par conséquent, des joints sont habituellement construits à intervalles réguliers pour éviter le développement anarchique de la fissuration. En général, un sciage de joints est réalisé pour laisser libre les contractions transversales et contrôler ainsi la fissuration inévitable des nouveaux chaussées rigides pendant leur séchage. L'ouverture des joints peut être calculée à l'aide de la formule proposée par Darter et Barenberg, illustrée par l'Equation 6, développée pour les chaussées en béton [13].

$$\Delta L = C\ L\ (\alpha_t\ \Delta t + \varepsilon) \qquad (6)$$

L est l'espacement des joints (également la longueur de la dalle sciée), C est un coefficient d'ajustement due au frottement entre la dalle en béton et la couche de fondation. α_t est le coefficient de dilatation thermique du béton (égal à 11,5 x 10^{-6}m/m/°C pour les bétons de sable et égal à 12 x 10^{-6}m/m/°C pour les bétons ordinaires [14]), Δt est le gradient de température (considéré égal à 20°C dans cette étude). Enfin, ε est le retrait hydraulique du béton pris égal à une valeur moyenne de 580 μm/m pour les bétons ordinaires et moyens et de 760 μm/m pour les bétons de sable.

En utilisant les valeurs mentionnées ci-dessus, l'équation 6 et pour une ouverture de joint de 5 mm, un espacement des joints respectivement de 6 m et 7.5 m est recommandé pour les chaussées réalisées avec des dalles de béton de sable et celles avec des dalles de bétons ordinaires ou moyens.

6. Conclusion

Cette investigation a permis d'étudier d'abord la possibilité de valoriser les sables de concassage fillérisés dans la confection de différents types de béton hydraulique routier en tant que constituant granulaire principal. Une étude expérimentale du retrait des bétons étudiés ainsi qu'une modélisation de cette caractéristique a été ensuite entreprises à travers des modèles de la littérature. Les résultats trouvés permettent de tirer les conclusions suivantes :

-Les bétons étudiés à base de sables de concassage présentent des performances mécaniques intéressantes et passent largement les seuils de résistances exigés par la norme NF P 98-170 [8] relative au béton routier.

-Les bétons formulés ne présentent pas de problème particulier de retrait.

-Les modèles ACI 209 et Eurocode 2 prédisent bien le retrait des mélanges BO et BM à base de sables de concassage. Le modèle ACI 209 est le plus pertinent présentant des valeurs de RMSE plus faibles.

- Le modèle Eurocode 2 ne prédit pas correctement le retrait des bétons de sable de concassage. Le modèle ACI 209 est recommandé pour le cas de ces bétons.

- La connaissance du retrait à long terme des bétons testés et du gradient de température a permis, en utilisant la formule Darter et Barenberg, le calcul de l'espacement des joints des chaussées rigides réalisés avec ces bétons. Un espacement de 7.5 est recommandé pour une chaussée construite avec des bétons ordinaires ou des bétons moyens et de 6 m pour une chaussée en béton de sable à base de sables de concassage riches en fillers.

Références bibliographiques

[1] S. El Euch, A. Loulizi et J. Neji, "Compacted Sand Concrete In Pavement Construction: an economical and environmental solution". Amerecan Concrete Institute (ACI) - Materials journal, 107 N°2, 2010.

[2] S. El Euch, A. Slaoui et J. Neji, "Proposition d'un nouveau béton pour les structures de bâtiments". Annales du Bâtiment et des Travaux Publics BTP, France, 2014.

[3] R. Ben Othmen, S. El Euch, A. Louliziet J. Neji, "Laboratory evaluation of an ecological pavement construction material: sand concrete reinforced with polypropylene fibres", European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2017.

[4] T. Sedran et F. de Larrard, "BétonlabPro2 - Logiciel de formulation des bétons", LCPC, 2000.

[5] AFNOR, "Résistance à la compression des éprouvettes", NF P 18-455, 2003.

[6] AFNOR, " Essai pour béton durci - Partie 6 : résistance en traction par fendage d'éprouvettes", NF P 18-434, 2001.

[7] AFNOR, " Méthodes d´essais des ciments. - Détermination du retrait et du gonflement", NF P 15-433, 1994.

[8] AFNOR, "Chaussées en Béton de Ciment", NF P 98-170, France, 2006.

[9] W. hansen et A. Almudaiheem, "Ultimate drying shrinkage of concrete-influence of major parameters", ACI parameter journal, 84 N°3, 1987, pp 217-230.

[10] Z. P. Bazant, M. H. Hubler et R. Wendner, "RILEM Draft Recommendation: Model B4 for Creep, Drying Shrinkage and Autogenous Shrinkage of Normal and High-Strength Concretes with Multi-Decade Applicability", Materials and Structures (RILEM), 2014.

[11] NBN, "Calcul des structures en béton. Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments", NBN EN 1992-1-1 Eurocode 2, Bruxelles, 2004.

[12] ACI Committee 209, "Guide for Modeling and Calculating Shrinkage and Creep in Hardened Concrete (ACI 209.2R-08)"; American Concrete Institute, Farmington Hills, 2008, pp 44.

[13] Darter M.I. and E.J. Barenberg, "Design of zero-maintenance plain jointed concrete pavement, Report N° FHWA-RD-77-111", Vol. 1, Federal Highway Administration, 1977.

[14] A. Neville. "Propriétés des bétons (version française de Properties of concrete) ", Eyrolles, 2000.

Modélisation micromécanique de l'effet du squelette granulaire sur les déformations instantanées et différées propres du mortier

Rahma Zouaoui [1,2], Karim Miled[2], Oualid Limam[2]

[1]*ESPRIT School of Engineering, Tunis, Tunisia*
[2]*Université de Tunis El Manar, École Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Laboratoire de Génie Civil. Tunisie*
E-mail du premier auteur :rahma.zouaoui@esprit.tn

Résumé
Ce travail a pour objectif l'étude de l'effet du squelette granulaire sur les déformations élastiques et différées du mortier du ciment. Ainsi, on vise à quantifier et prédire les propriétés élastiques et différées du mortier de ciment par une approche analytique basée sur la modélisation micromécanique.
En effet, le mortier a été modélisé comme un composite à trois phases formé par des granulats de sable sphériques entourés par une auréole de transition (ITZ) et le tout est noyé dans une pâte de ciment durci. En premier lieu, la fraction volumique de l'ITZ dans le mortier a été évaluée en utilisant deux expressions analytiques. La première est celle proposée par Zouaoui et al. (2017) et la deuxième est celle de Garboczi et Bentz (1997). Ensuite, le module élastique instantané du mortier a été évalué par le modèle quadrisphère qui représente une extension du modèle trisphère proposé initialement par Le Roy et de Larrard (1992). Puis, le fluage propre et le retrait endogène du mortier sont évalués pour une échéance de 1000 jours et ceci en supposant que la pâte de ciment et l'ITZ ont un comportement viscoélastique linéaire non vieillissant et que les granulats sont élastiques linéaires.
Les prédictions analytiques trouvées ont montré que le diamètre maximal du sable a un effet négatif à la fois sur les déformations élastiques instantanées et les déformations différées de fluage propre et de retrait endogène du mortier, et que l'emploi d'un sable fin permet de réduire ces déformations.
En outre, les résultats de cette étude ont montré que l'utilisation du modèle de Garboczi et Bentz pour évaluer la fraction volumique de l'ITZ conduit à une surestimation non négligeable des déformations élastiques et différées propres du mortier.

Mots clés
Béton, Microstructure, Auréole de transition, Module instantané, Fluage propre, Retrait endogène, Viscoélasticité, Homogénéisation.

1. INTRODUCTION

Le mortier de ciment est un mélange d'une pâte de ciment et des granulats de sable ayant un diamètre maximal qui ne dépasse pas généralement 5mm. L'étude des caractéristiques élastiques et différées du mortier du ciment à fait l'objet de plusieurs travaux de recherche [1-4].

Dans ce travail de recherche, on considère le mortier de ciment comme un matériau à trois phases formé de granulats sphériques de sable entourés par une auréole de transition (en anglais "Interfacial Transition Zone ITZ") et le tout est noyé dans une pâte de ciment durci.

Dans la première partie de cette communication, on présente deux modèles analytiques permettant d'estimer la fraction volumique de l'ITZ au sein du mortier. Le premier est le nôtre et nous l'avons proposé récemment dans Zouaoui et al., (2017) [5], tandis que le deuxième est celui de Garboczi et Bentz (1997) [6]. Dans la deuxième partie, le modèle d'homogénéisation quadrisphère a été appliqué au mortier dans le cadre de l'élasticité linéaire afin de prédire son module élastique instantané. Dans la dernière partie, le fluage propre et le retrait endogène du mortier ont été prédits après 1000 jours, et ceci en se basant sur le même modèle quadrisphère

mais en supposant que la pâte de ciment et l'TTZ ont un comportement visco-élastique linéaire. Une comparaison entre les prédictions du modèle quadrisphère, en utilisant à chaque fois les deux expressions analytiques de la fraction volumique de l'ITZ proposées par Zouaoui et al. et par Garboczi et Bentz, est présentée dans chaque partie.

2. DETERMINATION DE LA FRACTION VOLUMIQUE DE L'ITZ

L'auréole de transition est une zone de faiblesse qui est située entre les granulats et la pâte de ciment. Elle est caractérisée par une porosité plus importante que celle de la pâte de ciment durcie [7,8]. D'après les observations microscopiques, son épaisseur varie généralement entre 10µm pour les Bétons à Hautes Performances (BHP) et 50µm pour les Bétons Ordinaires (BO) [9- 11]. Ainsi, l'ITZ est considérée comme étant une interphase ou une troisième phase du béton ou du mortier.

Pour évaluer la fraction volumique de l'ITZ (noté f_{ITZ}) au sein du mortier en fonction de sa microstructure, on va utiliser les deux expressions analytiques présentées ci-dessous.

2.1. Expression de Zouaoui et al. (2017)

La première expression analytique est la nôtre. Elle a été proposée récemment dans Zouaoui et al., (2017) en se basant sur un volume élémentaire représentatif (VER) de béton ou de mortier qui contient N granulats sphériques ayant une fraction volumique g et une compacité granulaire g_{max} et dont les diamètres $D_{i\ 1\leq i\leq N}$ sont distribués entre D_{min} et D_{max} selon la fonction de distribution du diamètre des granulats en volume suivante, proposée par Funk et Dinger (1994) [12] :

$$W_V(D) = \frac{D^m - D_{min}^m}{D_{max}^m - D_{min}^m} \tag{1}$$

Avec m est un paramètre qui varie entre 0 et 1. Ce dernier augmente lorsque le pourcentage volumique des gros granulats augmente. A cette fonction de distribution de taille en volume $W_v(D)$ est associée la fonction de densité de probabilité en nombre $P_N(D)$ qui est donnée par :

$$P_N(D) = (3 - m)\frac{D_{max}^{3-m} - D_{min}^{3-m}}{\left(D_{max}^{3-m} - D_{min}^{3-m}\right)D^{4-m}} \tag{2}$$

En outre, ce VER est décomposé en N domaines géométriques discrets relatifs au N granulats, en se basant sur la technique des tesselations de Voronoi [13 ; 14]. Dans ce modèle, on suppose aussi que l'épaisseur de l'ITZ n'est pas toujours constante pour tous les granulats, mais elle peut varier en fonction de l'épaisseur locale de la pâte de ciment disponible entre chaque couple de grains voisins, laquelle est fonction de la distribution granulaire. De cette façon, le modèle proposé prend alors en considération le chevauchement entre les ITZs voisines, ce qui résulte en une évaluation réaliste de f_{ITZ} dans le béton ou le mortier.

L'expression analytique proposée par Zouaoui et al. (2017) est donnée en fonction de g, g_{max} et la distribution granulaire (D_{min}, D_{max} et m) et l'épaisseur de l'ITZ (notée c). On distingue deux cas comme suit :

- Lorsque $D_{min} > D^*$:

$$f_{ITZ} = Ac\left[Bc^2 + Ec + F\right] \tag{3}$$

Où: $D^* = \frac{2-m}{3-m}\left(\frac{c}{\kappa}\right)$ tel que $\kappa = \frac{1}{2}\left(\left(\frac{g_{\max}}{g}\right)^{1/3} - 1\right)$, $A = \frac{2gm}{\left(D_{max}^3 D_{min}^{3-m} - D_{min}^3 D_{max}^{3-m}\right)}$, $B = \frac{4\left(D_{max}^{3-m} - D_{min}^{3-m}\right)}{(3-m)}$,

$E = \frac{6\left(D_{max}^{3-m} D_{min} - D_{min}^{3-m} D_{max}\right)}{(2-m)}$, $F = \frac{3\left(D_{max}^{3-m} D_{min}^2 - D_{min}^{3-m} D_{max}^2\right)}{(1-m)}$

- Lorsque $D_{min} \leq D^*$: f_{ITZ} est supposée constante en fonction de D_{min} et elle est donnée par la même expression analytique précédente (Eq.3), mais dans laquelle on remplace D_{min} par D^*.

2.2. L'expression de Garboczi et Bentz (1997)

En 1997, Garboczi et Bentz [6] ont proposé une expression analytique, très utilisée dans la littérature jusqu'à nos jours, qui permet d'évaluer la fraction volumique de l'ITZ. Cette expression, basée sur les travaux de Lu et Torquato [15] relatifs aux milieux granulaires aléatoires, est donnée par l'expression suivante et qui est différente de la nôtre (présentée ci-dessus) :

$$f_{ITZ} = 1 - g - (1-g) \times exp(-\pi\rho(\alpha c + \beta c^2 + \gamma c^3)) \quad (4)$$

Avec :

c : épaisseur de l'ITZ,

ρ : nombre total de granulats par unité de volume du béton ou du mortier,

$\alpha = \frac{4\langle R^2 \rangle}{1-g}$, $\beta = \frac{4\langle R \rangle}{1-g} + \frac{12 z_2 \langle R^2 \rangle}{(1-g)^2}$, $\gamma = \frac{4}{3(1-g)} + \frac{8 z_2 \langle R \rangle}{(1-g)^2} + \frac{16 A z_2^2 \langle R^2 \rangle}{3(1-g)^3}$, $z_2 = \frac{4\langle R^2 \rangle}{1-g}$

A est un paramètre qui vaut 0, 2 ou 3 (A= 0 dans le cas de granulats sphériques)

< . > indique la moyenne en nombre sur la distribution granulaire considérée.

2.3. Comparaison entre les prédictions des deux modèles dans le cas des mortiers

Dans le cas des mortiers de ciment et pour des diamètres maximaux qui varie entre 0,7 et 5 mm, on a présenté une comparaison entre les prédictions des deux modèles présentés précédemment, en ce qui concerne la fraction volumique de l'ITZ au sein du mortier (voir figure 1).

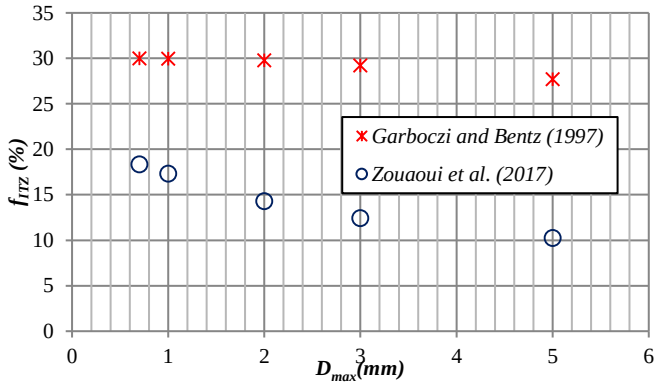


Figure 1 : Evolution de f_{ITZ} du mortier, prédite par les deux modèles analytiques de Zouaoui et al. et Garboczi et Bentz, en fonction de D_{max} (g=0,7 ; D_{min}=0,08 ; c=0,05 mm ; m=0,5)

On peut bien remarquer que lorsque D_{max} augmente, la fraction volumique de l'ITZ diminue, ce qui est prévisible puisque le nombre de granulats diminue lorsque D_{max} augmente pour une même fraction volumique des granulats. De plus, selon la figure 1, on remarque que la fraction

volumique de l'ITZ évaluée par l'expression de Garboczi et Bentz est égale pratiquement à (*1-g*) quelle que soit la valeur de D_{max} variant entre 0,7 et 5 mm. Ceci veut dire que l'ITZ occupe pratiquement le volume total de la pâte de ciment dans le mortier, ce qui n'est pas réaliste. Ainsi, on peut conclure que la f_{ITZ} donnée par l'expression de Garboczi et Bentz surestime la fraction volumique réelle de l'ITZ dans le mortier. Cependant, on peut voir à partir de la figure 1 que le modèle de Zouaoui et al. donne des valeurs beaucoup plus faibles pour f_{ITZ} et donc plus réalistes à priori que celles données par le modèle de Garboczi et Bentz dans le cas des mortiers.

2. EVALUATION DU MODULE INSTANTANE DU BETON

Afin de prendre en considération la présence de l'auréole de transition (ITZ) dans le mortier, le module instantané du mortier est estimé analytiquement par le modèle quadrisphère qui représente une extension du modèle trisphère proposé initialement pour le BHP par le Roy et de Larrard (1992) [16]. Selon ce modèle, chaque phase est supposée élastique linéaire, homogène et isotrope. Les fractions volumiques des différentes phases sont données dans la figure suivante :

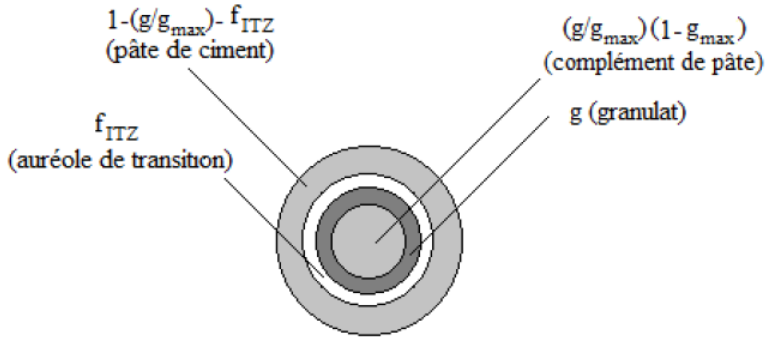


Figure 2 : Le modèle quadrisphère

Ainsi, le module élastique (module d'Young) du mortier calculé par le modèle quadrisphère est donné par l'expression analytique suivante :

$$E_m = \frac{(1+R)}{(1-R)} E_p \qquad (5)$$

Avec: $R = \dfrac{E_{\max}\left(\dfrac{g}{g_{\max}}(1+\alpha) - f_{ITZ}(1-\alpha)\right) - E_p\left(\dfrac{g}{g_{\max}}(1+\alpha) + f_{ITZ}(1-\alpha)\right)}{(1+\alpha)(E_{\max} + E_p)}$; $E_{\max} = \left(\dfrac{(2-g_{\max})E_p + g_{\max}E_g}{(2-g_{\max})E_g + g_{\max}E_p}\right)E_g$

Où E_p est le module élastique de la pâte de ciment, α est le rapport entre le module élastique de l'ITZ et celui de la pâte de ciment.

Une comparaison entre les prédictions du modèle trisphère (f_{ITZ} = 0) et celles du modèle quadrisphère est présentée dans la figure 2. En outre, dans le modèle quadrisphère, la fraction volumique de l'ITZ (f_{ITZ}) a été évaluée en utilisant le modèle de Zouaoui et al. (2017) ou le modèle de Garboczi et Bentz (1997).

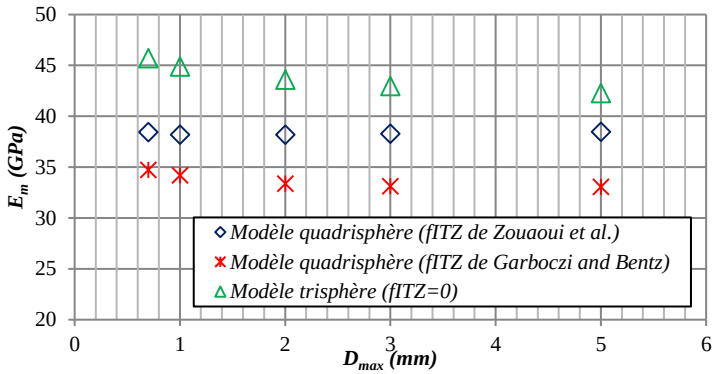


Figure 3 : Evolution du module élastique du mortier en fonction de D_{max} (g=0,7 ; D_{min}=0,08 ;E_g= 75GPa; c=0,05 mm ; m=0,5 ; E_p= 12,5 GPa ; α=0,5)

Selon la figure 3, on peut remarquer que le module élastique instantané du mortier, E_m, diminue lorsque le diamètre maximal D_{max} des granulats de sable augmente, et que cette tendance est observée à la fois pour le modèle trisphère (où f_{ITZ} = 0) et le modèle quadrisphère qui prend en compte l'ITZ. Autrement dit, les déformations élastiques du mortier augmentent quand D_{max} augmente. Enfin, on peut voir aussi que le modèle, avec f_{ITZ} prédite par le modèle de Garboczi et Bentz, est le modèle le plus souple puisque f_{ITZ} est surestimée dans ce cas. En effet, pour D_{max}=5mm, on a une diminution de 14% du module élastique du mortier prédit par le modèle quadrisphère où f_{ITZ} est évaluée par le modèle de Garboczi et Bentz, comparé au même modèle mais avec f_{ITZ} évaluée par le modèle de Zouaoui et al.

3. EXTENSION DU MODELE QUADRISPHERE A LA VISCO-ELASTICITE LINEAIRE

Dans cette partie, on s'intéresse à la prédiction de l'amplitude à long-terme du fluage propre et du retrait endogène du mortier et ceci à une échéance de 1000 jours.

3.1.Fluage propre

Dans cette partie, le comportement viscoélastique linéaire du béton est étudié analytiquement à travers l'extension du modèle d'homogénéisation utilisé en élasticité linéaire et présenté ci-dessus. Dans ce modèle, les granulats sont supposés toujours élastiques linéaires tandis que la pâte de ciment et l'ITZ sont supposées viscoélastiques linéaires. Ainsi, en viscoélasticité linéaire non vieillissante, l'Eq (5) devient:

$$E_m(t)=\frac{(1+R(t))}{(1-R(t))}E_p(t) \qquad (6)$$

Avec: $R(t)=\dfrac{E_{max}\left(\frac{g}{g_{max}}(1+\alpha)-f_{ITZ}(1-\alpha)\right)-E_p(t)\left(\frac{g}{g_{max}}(1+\alpha)+f_{ITZ}(1-\alpha)\right)}{(1+\alpha)(E_{max}(t)+E_p(t))}$; $E_{max}(t)=\left(\dfrac{(2-g_{max})E_p(t)+g_{max}E_g}{(2-g_{max})E_g+g_{max}E_p(t)}\right)E_g$

Où t= 1000 jours dans notre cas,

$E_p(1000)=\dfrac{1}{J_p(28,1000)}$ avec $J_p(28,1000)$ est la complaisance de la pâte de ciment qui peut être évaluée en utilisant la formule empirique (Eq.(7)) proposée par Le Roy (1996) [17]:

$$J_p(28,1000)=\frac{60}{R_{c28}}\left[9{,}5\left[1+3{,}15\frac{E/C}{1+0{,}15\left[1-e^{-11\frac{FS}{C}}\right]}\right]^{2,4}+\frac{558\,E/C}{1+1{,}74\left[1-e^{-11\frac{FS}{C}}\right]}\right]\ (10^{-6}MPa^{-1}) \qquad (7)$$

Avec R_{c28} est la classe vraie du ciment (MPa), E/C et FS/C sont respectivement le rapport (eau/ciment) et le rapport (fumée de silice/ciment) de la pâte de ciment.

Ainsi, la déformation du fluage propre spécifique du mortier notée $\varepsilon_{sm}(1000)$ et qui représente la déformation du mortier à une échéance de 1000 jours sous l'effet d'une contrainte unitaire (σ_0 = 1 MPa) de compression appliquée de manière permanente sur un échantillon de mortier, pour t_0=28 jours, est donnée par l'expression suivante:

$$\varepsilon_{sm}(1000) = \varepsilon_{tot}(1000) - \varepsilon_i(t_0) = \frac{1}{E_m(1000)} - \frac{1}{E_m} \quad (8)$$

Où $\varepsilon_{tot}(1000)$ et $\varepsilon_i(t_0)$ sont respectivement la déformation totale du mortier à t= 1000 jours et la déformation élastique instantanée à t_0 qui représente le temps de début de chargement.

Dans cette expression analytique (Eq.(8)), E_m and $E_m(1000)$ sont exprimés en MPa et sont données respectivement par les Eq. (5) et Eq. (6).

Une comparaison entre les prédictions du fluage propre spécifique données par le modèle quadrisphère ($f_{ITZ} \neq 0$) et le modèle trsiphère ($f_{ITZ}= 0$) est présentée dans la figure 3.

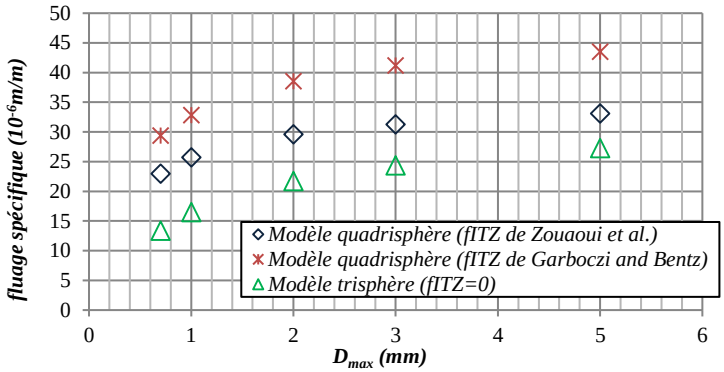


Figure 3 : Evolution du fluage propre spécifique du mortier en fonction de D_{max} (g=0,7 ; D_{min}=0,08 ;E_g= 75GPa; c=0,05 mm ; m=0,5 ; E_p= 12,5 GPa ; α=0,5)

D'après la figure 3, on peut conclure que la déformation du fluage propre spécifique augmente lorsque D_{max} augmente et que l'utilisation de l'expression de Garboczi et Bentz pour le calcul de f_{ITZ} entraine une surestimation de la déformation du fluage propre spécifique du mortier par rapport aux prédictions du même modèle quadrisphère mais avec f_{ITZ} évaluée par le modèle de Zouaoui et al. En effet, à titre de comparaison pour D_{max}= 5mm, on a une augmentation de fluage propre spécifique de 30% avec f_{ITZ} évaluée par le modèle de Garboczi et Bentz comparée au fluage propre spécifique obtenu avec f_{ITZ} évaluée par le modèle de Zouaoui et al. Enfin, on peut voir aussi à partir de cette figure que la non prise en compte de l'ITZ dans le mortier (cas du modèle trisphère) résulte en une sous-estimation non négligeable du fluage propre du mortier, allant jusqu'à 40% (comparées aux prédictions du modèle quadrisphère avec f_{ITZ} évaluée par le modèle de Zouaoui et al.), et ce notamment pour les faibles valeurs de D_{max}, c.-à-d. pour les mortiers renfermant des sables fins.

3.2.Retrait endogène

Pour estimer le retrait endogène du mortier, on va utiliser le modèle analytique proposé par Zouaoui et al. (2019) où on suppose que les déformations dues au retrait endogène sont déjà stabilisées [17; 18]. Dans ce modèle, les granulats sont supposés élastiques et caractérisés par leur module d'Young E_g et leur coefficient de Poisson est égal à 0,2. Concernant la pâte de ciment et l'auréole de transition (ITZ), elles sont soumises à un fluage propre en traction dû à la présence des granulats qui jouent le rôle d'empêchement du retrait dans le mortier.

Ainsi, la déformation totale due au retrait endogène du mortier est donnée par l'expression analytique suivante [19]:

$$\varepsilon_m = \frac{\left(\left(1-\frac{g}{g_{max}}-f_{ITZ}\right)\left(1+\frac{E_p(1000)}{E_2}\right)\right)\varepsilon_p + 2\left(\frac{g}{g_{max}}+f_{ITZ}\right)\varepsilon_2}{\frac{E_p(1000)}{E_2}\left(1-\frac{g}{g_{max}}-f_{ITZ}\right)+\left(1+\frac{g}{g_{max}}+f_{ITZ}\right)} \quad (9)$$

Tel que ;

$$\varepsilon_2 = \frac{f_{ITZ}\left(g_{max}+\frac{E_p(1000)}{E_g}(2-g_{max})\right)\left(\frac{\alpha.E_p(1000)}{E_{max}}+1\right)+4(1-f_{ITZ})\frac{E_p(1000)}{E_g}(1-g_{max})}{\left(g_{max}+\frac{E_p(1000)}{E_g}(2-g_{max})\right)\left(f_{ITZ}\frac{\alpha.E_p(1000)}{E_{max}}+(2-f_{ITZ})\right)}\varepsilon_p$$

$$E_2 = \frac{(2-f_{ITZ})E_{max}+f_{ITZ}.\alpha.E_p(1000)}{f_{ITZ}E_{max}+(2-f_{ITZ}).\alpha.E_p(1000)}.\alpha.E_p(1000) \;;\; E_{max} = \frac{(2-g_{max})E_p(1000)+g_{max}E_g}{g_{max}E_p(1000)+(2-g_{max})E_g}E_g$$

$E_p(1000)$ est le module différé de fluage propre de la pâte de ciment et ε_p représente le retrait endogène de la pâte de ciment à 1000 jours.

Selon la figure 4, on trouve que le retrait endogène augmente lorsque D_{max} augmente. Cependant, on remarque que la présence de l'ITZ a un effet négligeable sur le retrait endogène du mortier en utilisant la f_{ITZ} évaluée par le modèle de Zouaoui et al. (2017). Par contre, cet effet devient non négligeable si cette dernière est évaluée par le modèle de Garboczi et Bentz (1997), puisque dans ce cas on a une augmentation du retrait endogène du mortier d'environ 20 % comparé à celui donné par le modèle quadrisphère où f_{ITZ} est évaluée par le modèle de Zouaoui et al.

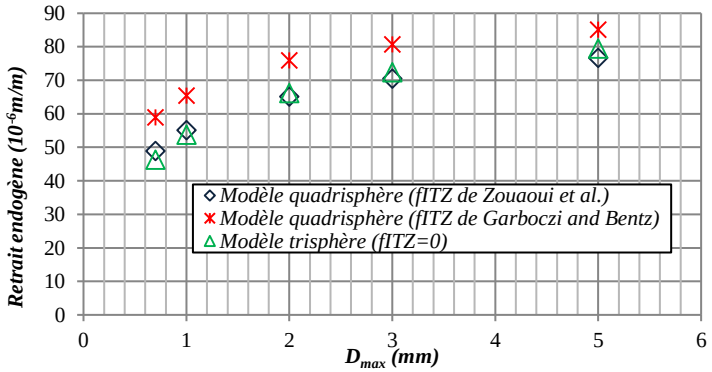


Figure 4 : Evolution du retrait endogène du mortier en fonction de D_{max} (g=0,7 ; D_{min}=0,08 ;E_g= 75GPa; c=0,05 mm ; m=0,5 ; E_p= 12,5 GPa ; α=0,5)

6. CONCLUSION

En premier lieu, la fraction volumique de l'ITZ est évaluée analytiquement par deux,modèles différents. Le premier est le nôtre et nous l'avons proposé récemment dans Zouaoui et al. (2017), tandis que le deuxième est celui de Garboczi et Bentz (1997). Une comparaison entre les résultats de deux modèles a montré que le modèle de Garboczi et Bentz surestime f_{ITZ} dans le cas des mortiers. En deuxième lieu, le module élastique instantané, le fluage propre spécifique ainsi que le retrait endogène du mortier ont été prédits analytiquement en se basant sur un modèle d'homogénéisation quadrisphère qui prend en compte la présence de l'ITZ dans le mortier. Dans ce modèle, la pâte de ciment et l'ITZ ont un comportement viscoélastique linéaire alors que les granulats sont élastiques linéaires. Les prédictions théoriques trouvées montrent que le module élastique du mortier diminue quand le diamètre maximal D_{max} des grains de sable augmente (autrement dit ses déformations élastiques augmentent quand D_{max} augmente). Par ailleurs, le fluage propre et le retrait endogène du mortier augmentent aussi

quand D_{max} augmente. Ainsi, on peut conclure que le diamètre maximal du sable a un effet négatif à la fois sur les déformations élastiques instantanées et les déformations différées de fluage propre et de retrait endogène du mortier, et que l'emploi d'un sable fin permet de réduire ou de limiter ces déformations.

En outre, les résultats de cette étude ont montré que l'utilisation du modèle de Garboczi et Bentz pour évaluer la fraction volumique de l'ITZ conduit à une surestimation non négligeable des déformations élastiques et différées propres du mortier. Enfin, une validation des résultats trouvés en utilisant des résultats expérimentaux demeure nécessaire afin de vérifier la pertinence de la modélisation micromécanique proposée dans le cas du mortier.

Références bibliographiques

[1] Bentz D. P. , R.J. Detwiler, Garboczi E. J., Halamickova P., Schwartz L.M. , 1997; Multi-Scale Modelling of the Diffusivity of Mortar and Concrete, Conference Paper , Conference: Chloride Penetration into Concrete, RILEM Workshop.

[2] Qadir W., Ghafor K., Mohammed A., 2019; Characterizing and Modeling the Mechanical Properties of the Cement Mortar Modified with Fly Ash for Various Water-to-Cement Ratios and Curing Times, Hindawi, Advances in Civil Engineering, Volume 2019, Article ID 7013908, 11 pages , https://doi.org/10.1155/2019/7013908

[3] Lyu K., She W. , Chang H., Gu Y., 2020; Effect of fine aggregate size on the overlapping of interfacial transition zone (ITZ) in mortars, Construction and Building Materials, Volume 248.

[4] Amey K. B., Neglo K., SAMAH O. D., KOUTO A. Y., P'KLA A., 2014 ; Étude expérimentale et modélisation de l'évolution des propriétés mécaniques au jeune âge dans les matériaux cimentaires Lavinia Stefan, Afrique SCIENCE 10(3) , 48 - 59

[5] Zouaoui R., Miled K., Limam O., Beddey A., 2017; Analytical prediction of aggregates' effects on the ITZ volume fraction and Young's modulus of concrete, Int. J. Numer. Anal.Meth.Geomech. 41, 976-993.

[6] Garboczi E. J., Bentz D. P., 1997; Analytical formulas for interfacial transition zone properties, Advanced Cement Based Materials, vol. 6, no. 3-4, pp. 99–108

[7] Wang, J.A., Lubliner, J., Monteiro, P.J.M., 1988; Effect of ice formation on the elastic moduli of cement paste and mortar, Cem. Concr. Res. 18, 874–885.

[8] Hashin Z., Monteiro P.J.M., 2002; An inverse method to determine the elastic properties of the interphase between the aggregate and the cement paste, Cem. Concr. Res. 32, 1291-1300.

[9] Scrivener K.L., Bentur A., Pratt P.L., 1988; Quantitative characterization of the transition zone in high strength concretes, Adv. Cem. Res. 1, 230-237.

[10] Escadeillas G., Maso J., 1991; In Advances in Cementitious Materials, pp. 169–184, Mindess S. Ed..

[11] Scrivener K.L., Nemati K.M., 1996; The percolation of pore space in the cement paste/aggregate interfacial zone of concrete, Cem. Concr. Res. 26, 35-40.

[12] Funk J. E., Dinger D., 1994; Predictive process control of crowded particulate suspensions : applied to ceramic manufacturing. Boston : Kluwer Academic Press

[13]Aurenhammer F., Klein R., 2000; Voronoi Diagrams, Chapter 5, in: Sack J. , J. Urrutia (Eds.), Handbook of computational geometry, North-Holland: Amsterdam, Netherlands, 201-290.

[14]Berton S., Bolander J.E., 2006; Crack band model of fracture in irregular lattices, Comput. Meth. Appl. Mech. Eng. 195, 7172–7181.

[15] Lu B., Torquato S.,1992; Nearest-surface distribution functions for polydispersed particle systems, Physical Review A, vol. 45, no. 8, pp. 5530–5544, 1992.

[16] de Larrard F., Le Roy R., 1992 ; Un modèle géométrique d'homogénéisation pour les composites bi-phasiques à inclusion granulaire de large étendue, Comptes rendus de l'Académie des Sciences, 314, série II, 1253-1257.

[17] Le Roy R., 1996 ; Déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances, série ouvrages d'art-OA22, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, France.
[18] Granger L., 1995 ; Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires : analyse et modélisation. PhD thesis, Ecole Nationale des ponts et Chaussées, France.
[19] Miled K., Zouaoui R., Limam O., 2019 ; Modélisation analytique de l'effet du squelette granulaire sur le retrait endogène du béton, JSFM-CMC, Annaba, Algérie.

SESSION 5: Bétons légers: formulation et caractérisation

Présidée par Pr. Jamel Néji (LR MOED-ENIT, Tunisie)

Etude du comportement quasi-statique et dynamique du béton léger de polystyrène expansé

Hamza Ousji[(1,2)], Ahmed Siala[(2,3)] et Karim Miled[4]

[(1)]Académie Militaire Fondouk Jedid, Département Techniques de l'Armement, 8012 Nabeul, Tunisie
[(2)]Laboratoire de recherche Sciences et Technologies de Défense (STD)
[(3)] Académie Militaire Fondouk Jedid, Département Génie Civil, 8012 Nabeul, Tunisie
[(4)]Université Tunis El Manar, Ecole Nationale d'ingénieurs de Tunis, Laboratoire de Génie Civil, B.P. 37 Le Belvédère, 1002 Tunis, Tunisie
E-mail : hamzaousji@gmail.com

Résumé

La protection contre les effets des explosions est devenue d'une importance capitale avec la recrudescence des attaques terroristes aussi bien sur des objectifs militaires que civils. Il est devenu nécessaire de travailler à la recherche de nouveaux matériaux qui pourraient minimiser les pertes humaines et matérielles causées par ces attaques.
L'objectif de ce travail a ainsi été d'étudier le comportement quasi statique et dynamique du béton léger de polystyrène expansé en vue d'évaluer son pouvoir d'atténuation des effets d'une onde de choc consécutive à une explosion.
Pour ce faire des éprouvettes de béton de polystyrène de très faible densité (de l'ordre de 700 kg/m^3) ont été confectionnées et ensuite testées. En outre, deux tailles différentes (2 et 4 mm) de billes de polystyrène ont été utilisées dans le but d'explorer la présence d'un éventuel effet de taille sur le comportement statique et dynamique du béton de polystyrène. Les résultats des essais statiques de compression ont montré que l'ajout du polystyrène entraine une diminution importante de la résistance à la compression du béton léger.
Ensuite, un dispositif expérimental permettant le confinement et la propagation d'une onde de choc dans un tunnel a été conçu et a permis de comparer les accélérations des différents échantillons de béton de polystyrène soumis à une onde de choc plane à la sortie du tunnel. Ces essais dynamiques ont permis de constater que pour des faibles densités (inférieures à 800 kg/m3), le béton de polystyrène possède un important pouvoir absorbant de l'onde de choc grâce à la présence au sein de ce matériau d'une fraction volumique importante de billes de polystyrène expansé remplies d'air, ce qui a permis une dissipation de l'onde de choc. Enfin, un important effet de taille des billes de polystyrènes a été observé sur le comportement dynamique de ce béton léger, puisque à même densité le béton renfermant les petites billes présente un pouvoir absorbant de l'onde de choc beaucoup plus important comparé à celui du béton de polystyrène renfermant les grosses billes de polystyrène.

Mots clés
Béton léger, béton de polystyrène, résistance à la compression, effet de taille, onde de choc, essais dynamiques.

1. Introduction

Suite à l'augmentation des attaques terroristes et en particulier à l'utilisation des engins explosifs improvisés contre les installations militaires et civiles, la protection des infrastructures devient de plus en plus indispensable. Plusieurs solutions de protection existent tels que l'augmentation des distances entre l'installation à protéger et la source de l'explosion, l'utilisation des blindages et des fortifications, l'utilisation des panneaux sandwich et des revêtements sacrificiels. Un revêtement sacrificiel est une structure de protection fixée sur la structure à protéger. Il s'agit d'un corps écrasable installé entre deux plaques (plaque de devant et plaque de derrière). Suite à l'onde de choc

générée par l'explosion, la plaque de devant est accélérée et comprime la partie écrasable. La compression de ce dernier permettra l'absorption de l'énergie et la modification de la sollicitation transmise, ce qui permettra, la protection de la structure principale. L'efficacité d'un revêtement sacrificiel est assurée par le comportement en compression du corps écrasable caractérisé par une déformation progressive sous l'effet d'une contrainte très faible et relativement constante dite contrainte plateau [1-2].

Dans ce contexte, le présent travail se focalise sur l'utilisation du béton léger de béton polystyrène expansé en tant que matériau écrasable pouvant constituer un revêtement sacrificiel. Ce béton léger est caractérisé par une forte porosité créée artificiellement moyennant des billes de polystyrène expansé remplies d'air et qui sont incorporées dans une matrice cimentaire au moment de son malaxage. Il possède des propriétés mécaniques intéressantes, notamment une bonne souplesse et une grande ductilité [3-4]. Le comportement en compression quasi-statique et dynamique de ce béton léger ainsi que l'étude de son efficacité pour l'atténuation des effets des explosions ont été examinés. Un dispositif expérimental a été développé afin d'évaluer la capacité d'absorption d'une onde de choc, tout en comparant la contrainte transmise à la structure sans et avec l'introduction du revêtement sacrificiel.

Ainsi, cette communication est organisée en trois parties. La première partie permettra de présenter les formulations des bétons légers utilisées. Dans un deuxième temps, le comportement quasi-statique en compression du béton de polystyrène sera analysé. La dernière partie sera consacrée à l'évaluation de l'efficacité du béton de polystyrène expansé pour atténuer les effets de l'onde de choc générée par une explosion.

2. Formulations des bétons légers de polystyrène expansé

Le béton de polystyrène étudié est composé d'une matrice cimentaire qui est un mortier formé d'eau de gâchage, de sable et de ciment et des inclusions formées par les billes de polystyrène expansé remplies d'air et qui peuvent alors être assimilées à des pores. Le sable utilisé est un sable fin propre présentant un équivalent de sable supérieur à 88% et un module de finesse de 2,1. Afin de pouvoir observer un comportement en compression d'un corps écrasable caractérisé par une déformation progressive sous l'effet d'une contrainte plateau constante et très faible, une très faible densité pour ce béton de polystyrène égale à 0,7 a été visée. Pour ce faire, une fraction volumique très importante de billes de polystyrène d'environ 70 % a été incorporée au sein de la matrice cimentaire (le mortier de référence).

En outre, le rapport massique Eau/Ciment (E/C) a été pris égal à 0,6 et le ciment utilisé a été choisi de faible résistance (de classe de résistance 32,5 MPa). Enfin, le volume de la pâte de ciment a été fixé à 30 % du volume total du mortier.

Enfin, deux tailles différentes (2 et 4 mm) de billes de polystyrène ont été testées dans le but d'explorer la présence d'un éventuel effet de taille sur le comportement statique et dynamique du béton de polystyrène.

Les différents mélanges étudiés sont présentés dans le tableau 1, où BP74-02 représente le béton de polystyrène de densité 0,74 et renfermant les billes en polystyrène de taille 2 mm et BP72-04 représente le béton de polystyrène de densité 0,72 et renfermant les billes en polystyrène de taille 4 mm. Le mortier de référence dépourvu de polystyrène est noté M0.

Tableau 1 - Compositions ($1m^3$) des différents mélanges étudiés

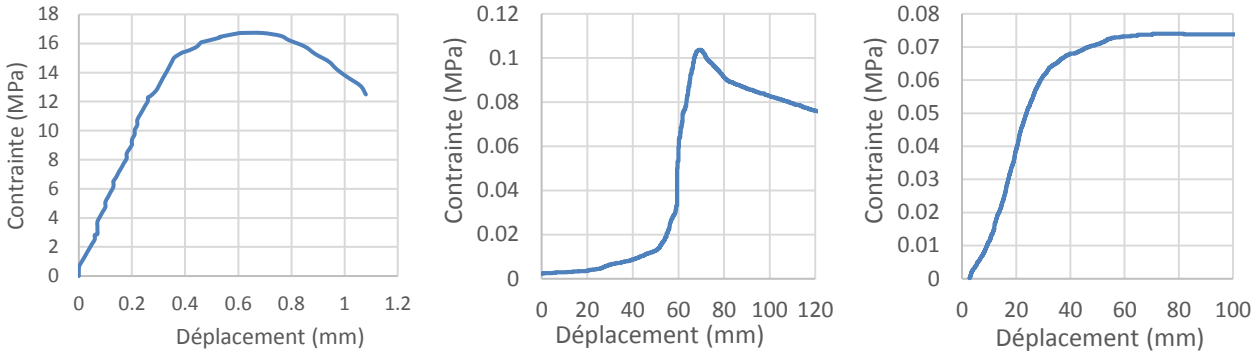
	Sable S (kg)	*Ciment C (kg)*	*Eau E (kg)*	*Polystyrène (kg)*	*Densité*
M0 (Mortier de référence)	*1806*	*305*	*183*	*0*	*2,29*
BP74-02	*632*	*107*	*64*	*14.30*	*0,74*
BP72-04	*632*	*107*	*64*	*13.65*	*0,72*

La confection des différents échantillons a été faite en préparant d'abord le mortier composé du sable, du ciment et de l'eau de gâchage. Après un malaxage d'environ 5 minutes, les billes de polystyrènes sont introduites et le tout est malaxé pendant encore environ 1 minute. Le coulage du béton se fait ensuite dans des moules préalablement huilés pour un démoulage facile avec une vibration pour garantir l'homogénéité et le serrage du béton. Les éprouvettes sont ensuite laissées au laboratoire à l'air libre et à température ambiante puis démoulées après 24 heures.

3. Comportement quasi-statique du béton léger de polystyrène expansé

En vue d'étudier son comportement quasi-statique en compression, les éprouvettes du béton léger de polystyrène ont été soumises à un essai de compression simple qui a permis de déterminer le comportement de ce béton au moment de la rupture et au-delà de cette dernière. L'étude du comportement post-pic permet de déduire la contrainte plateau et de caractériser ainsi la déformation de densification du béton léger étudié, donnée nécessaire par ailleurs, pour caractériser ultérieurement les performances dynamiques de l'élément sacrificiel en béton de polystyrène. Les résultats de l'essai de compression représentant les courbes contrainte-déformation du mortier de référence et des bétons légers étudiés sont synthétisés dans la figure 1.
Le mortier de référence présente une contrainte de rupture de valeur moyenne relativement faible de l'ordre de 16,8 MPa (Figure 1-a), due principalement au rapport (E /C) élevé (égal à 0,6) et au type du ciment utilisé (de classe de résistance 32,5 MPa).

Quant aux bétons de polystyrène étudiés, les essais quasi-statiques de compression simple ont montré que leur résistance à la compression est très faible voire négligeable devant celle du mortier de référence (de l'ordre de 0,1 MPa). Ceci est dû à la très faible densité du béton léger (de l'ordre de 0,7) obtenue grâce à l'incorporation d'une fraction volumique très importante de billes de polystyrène (environ 70 %). Il est également important de noter que l'effet de taille sur la résistance à la compression de ce béton léger n'a pas été important puisque les contraintes à la rupture et les contraintes plateau des deux bétons de polystyrènes étudiés sont très proches (0,1 MPa pour BP74-02 et 0,075 MPa pour BP72-04).



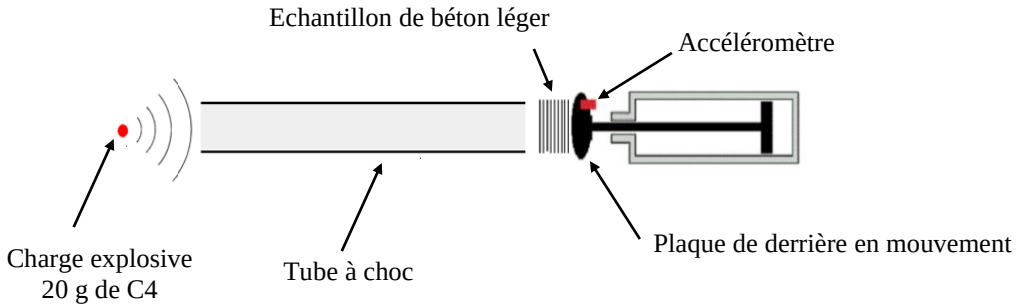
a – M0 (éprouvette cubique 10x10x10cm^3) | b - BP74-02 (éprouvette cylindrique 10x20 cm^2) | c - BP72-04 (éprouvette cylindrique 10x20 cm^2)

Figure 1 : Comportement quasi-statique en compression simple du mortier de référence et des bétons légers étudiés

4. Comportement dynamique du béton léger de polystyrène expansé

Une explosion peut avoir plusieurs origines et peut être accidentelle ou provoquée par un acte de destruction ou un acte terroriste. Plusieurs classifications peuvent être utilisées pour classer les explosions notamment d'un point de vue physico-chimique : ainsi une explosion peut être d'origine physique (pneumatique, nucléaire, …) ou chimique [1]. L'onde de choc produite par une explosion est due à l'expansion des gaz. On obtient d'abord une onde de pression qui devient de plus en plus abrupte et qui, après avoir parcouru une certaine distance, constitue un vrai front de discontinuité, appelé le front de choc [1]. La propagation de l'onde de choc dépend étroitement de la distance entre l'objet explosif et la cible attaquée. A courte distance, la propagation de l'onde de choc est comparable à la forme de l'explosif. Ainsi, une charge explosive sphérique donnera une propagation sphérique de l'onde. Dans le cas de l'attaque d'un bâtiment, et vue les rapports de dimensions entre la charge explosive et la cible, le bâtiment est généralement sollicité par une onde dite onde plane [1]. Ainsi, il a été indispensable, vue que le travail a été effectué à échelle réduite, de reproduire une onde plane obtenue grâce à un tube à choc dont les dimensions ont été calculées pour garantir la planéité de l'onde lors de la sollicitation de la cible [2].

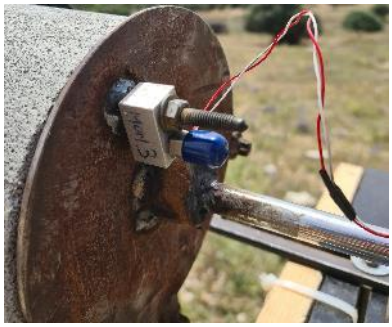
Pour ce faire, un dispositif expérimental a été conçu pour tester les échantillons cylindriques de béton légers confectionnés de dimensions 16cmx10cm. Ce dispositif est constitué d'un tube en acier cylindrique de diamètre 16 cm (diamètre des échantillons confectionnés) et de longueur 1 m pour garantir la planéité de l'onde de choc lors de la sollicitation de la cible. L'onde de choc à l'entrée du tube est obtenue à partir de la détonation d'une masse de 20g de l'explosif C4. La structure cible a été modélisée par un système décrivant un mouvement uniaxial de masse M composé d'une plaque de devant, de l'échantillon de béton léger, d'une plaque de derrière ainsi que du piston et des boulons servants à fixer l'échantillon de béton léger et les plaques. Un accéléromètre placé au niveau de la plaque de derrière permet de mesurer l'accélération de la structure cible sous l'effet de l'onde de choc la sollicitant. La force transmise à la structure cible pourra ainsi être calculée en multipliant l'accélération mesurée par la masse M en mouvement. Ce système est présenté dans la figure 2.



a – Schéma de principe du dispositif expérimental



b – Vue d'ensemble du dispositif expérimental



c – Accéléromètre et plaque de derrière

Figure 2 – Dispositif expérimental conçu pour les essais dynamiques

D'un point de vue qualitatif, la plaque sans revêtement sacrificiel a subi des déformations importantes consécutives à sa sollicitation par une onde de choc résultante de l'explosion de 20 g de C4 (Figure 3-a). La mise en place des échantillons de béton de polystyrène a permis de réduire ces déformations et a entrainé une désintégration totale de ces échantillons et seules les billes de polystyrène ont subsisté à l'essai (Figure 3-b).



a – Plaque sans revêtement



b- BP74-02

Figure 3 – Comportement des revêtement sacrificiels et de la structure cible après explosion

Le calcul et la comparaison des forces transmises à la structure cible avec et sans revêtement a permis de constater l'apport que peut avoir le béton léger en terme de protection contre les effets d'une explosion. En effet, la force transmise à la structure sans revêtement étant de 470 N, le béton de polystyrène "BP72-04" renfermant les billes de diamètre 4mm permet de réduire cette force jusqu'à 34%, alors que le BP74-02 renfermant les billes de diamètre 2mm a permis de ne transmettre que 2 % de cette force (figure 4).

Ainsi, il existe un effet de taille des billes de polystyrène très important sur le comportement dynamique du béton léger de polystyrène expansé. Ces performances sont principalement dues aux contraintes plateaux assez faibles obtenues après le pic de contraintes lors des essais de compression. L'état de contrainte est ainsi stabilisé à cette contrainte plateau qui perdure dans le temps.

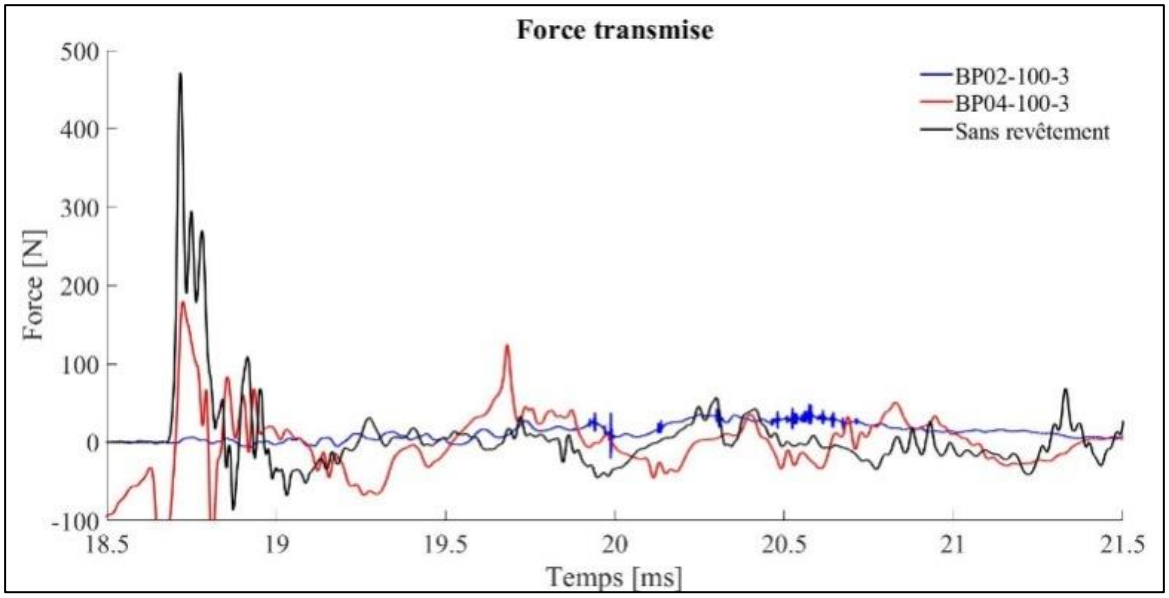


Figure 4 –Forces transmises à la structure cible avec et sans revêtement sacrificiel en béton léger de polystyrène expansé

5. Conclusion

Cette étude expérimentale a confirmé que les bétons légers de polystyrène expansé, ayant de très faibles densités (inférieures à 0,8), possèdent un pouvoir d'atténuation des ondes de choc consécutive à une explosion très satisfaisant. En effet, cette étude a permis de constater qu'avec des contraintes plateaux assez faibles et une déformation de densification importante du béton de polystyrène, il était possible de réduire considérablement la force transmise aux structures protégées.

Par ailleurs, un important effet de taille des billes de polystyrènes a été observé sur le comportement dynamique du béton léger de polystyrène expansé, puisque à même densité, le béton renfermant les petites billes (de diamètre 2 mm) présente un pouvoir absorbant de l'onde de choc beaucoup plus important comparé à celui du béton de polystyrène renfermant les grosses billes de polystyrène (de diamètre 4 mm).

Références bibliographiques

[1] Hetherington, J. & Smith, P. D., 1994; Blast and Ballistic Loading of Structures. 1st Edition éd. s.l.:CRC Press, Reference - 336 Pages ISBN 9780750620246 - CAT# Y132398.

[2] Belkassem B., Louar M.A., Kakogiannis D., Reymen B., Pyl L., et Vantomme J., Parametric study of an explosive driven shock tube as blast loading tool. Experimental Techniques 2015. http ://dx.doi.org/ 1 0.1111/ext.12179.

[3] Miled K., Sab K., Le Roy R., 2007. Particle size effect on EPS lightweight concrete compressive strength: Experimental investigation and Modelling. Mechanics of Materials, vol. 39 (3), pp. 222-240.

[4] Miled K., Sab K., Le Roy R., 2011. Effective elastic properties of porous materials: homogenization schemes vs experimental data. Mechanics Research Communications, vol. 38 (2), pp. 131-135

Caractérisation de la résistance à la compression uniaxiale et biaxiale du béton de polystyrène expansé

Sana Marouani[1], Karim Miled[1], Ramzi Zakhama[1]

(1) Laboratoire de Génie Civil (LGC), Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, B.P. 37, Le Belvédère, 1002 Tunis, Tunisie
E-mail du premier auteur:sana.marweni@enit.utm.tn

Résumé

Le béton léger de polystyrène expansé appartient à la famille des composites cimentaires à deux phases qui sont la phase matrice et la phase inclusions. Il renferme une fraction volumique importante d'inclusions ultra légères, à savoir les billes sphériques de polystyrène expansé, qui sont incorporées au sein de la matrice cimentaire. Cette macro porosité gouverne le comportement mécanique de ce matériau et son mode de rupture. Par ailleurs, la taille des billes de polystyrène peut avoir un effet important sur les résistances mécaniques de ce béton léger. Ainsi, dans cette étude, on s'intéresse à la caractérisation de la résistance à la compression uniaxiale et biaxiale du béton de polystyrène expansé en fonction de sa microstructure.
En effet, il s'agit de réaliser des essais uniaxiaux et biaxiaux sur des échantillons cubiques de béton de polystyrène expansé, ayant le même âge, en variant deux paramètres microstructuraux, à savoir la macroporosité et la taille des billes de polystyrène. Un dispositif approprié a été utilisé pour assurer le confinement latéral des éprouvettes dans l'essai biaxial. Cette étude expérimentale a montré une augmentation considérable de la résistance à la compression biaxiale en comparaison avec la résistance à la compression uniaxiale pour une même macro porosité (fraction volumique de polystyrène) et pour une même taille de billes de polystyrène. Une disparition de l'effet de taille observé sur la résistance uniaxiale a été aussi constatée quand le matériau est soumis à une contrainte de confinement latérale.

Mots clés
Béton léger, macro porosité, compression uniaxiale, compression biaxiale, effet de taille

1. Introduction

La rupture en compression du béton léger de polystyrène expansé est gouvernée par sa microstructure. Cette dernière est caractérisée principalement par sa macro porosité (la fraction volumique en polystyrène) et par la taille des billes de polystyrène pouvant engendrer un effet de taille sur les résistances mécaniques de ce béton léger. En effet, cet effet d'échelle a été observé sur la résistance à la compression uniaxiale de ce béton par plusieurs auteurs [1-5] qui ont tous observé une diminution de la résistance à la compression simple ou uniaxiale du béton de polystyrène en augmentant la taille des billes de polystyrène et à même macro porosité. En outre, Miled et al. [1-2] ainsi que Le Roy et al. [3] ont observé que cet effet est important pour les faibles macro porosités mais diminue progressivement jusqu'à disparaître pour les fortes porosités. D'après ces auteurs, cet effet de taille est dû à un changement de mécanisme de ruine du béton de polystyrène avec le changement de sa microstructure. Cependant, la compréhension ainsi que la prédiction de ces mécanismes de ruine et de ces effets de taille demeurent encore mal appréhendées. Dans ce contexte, cette étude a pour objectif principal d'observer et de quantifier les principaux effets de la microstructure de ce béton sur les résistances mécaniques à la compression uniaxiale et biaxiale. Pour ce faire, des essais uniaxiaux et biaxiaux seront réalisés sur des échantillons cubiques de béton de polystyrène expansé en variant deux paramètres microstructuraux, à savoir la macro porosité et la taille des billes de polystyrène.

2. Identification des matériaux et formulation des bétons légers

Dans un premier temps, il s'agit de préparer le mortier qui représente la matrice cimentaire. Ce dernier est composé d'un sable (0/5mm), d'un ciment de type CEMI 42,5N, de l'eau de gâchage et d'un superplastifiant Fosroc Auramix 326 C afin d'assurer une bonne maniabilité de la matrice cimentaire. La composition de cette matrice cimentaire est présentée dans le tableau 1. Sa masse volumique, notée ρ_m est égale à environ 2000 kg/m^3.

Tableau 1 : Composition de la matrice cimentaire

Composant	*Dosage en kg/m^3*
Sable 0/5mm	*1796,2*
Ciment CEM I 42,5N	*456,95*
Eau	*202,35*
Superplastifiant	*5,48*
Masse volumique (ρ_m)	*2000*

Dans un second temps, il s'agit de préparer les échantillons du béton de polystyrène expansé en substituant une fraction volumique de la matrice cimentaire par la même fraction du polystyrène expansé. Trois fractions volumiques de polystyrène, dites macro porosités, ont été considérées dans cette étude ; 10, 30 et 50 %. Par ailleurs, trois diamètres moyens différents de billes de polystyrène à savoir Φ_1=2,5 mm, Φ_2=4,5 mm et Φ_3=7,5 mm (voir figure 1) ont été utilisés. Ces billes ont des masses volumiques réelles égales respectivement à 21,6, 22 et 16 kg/m^3.

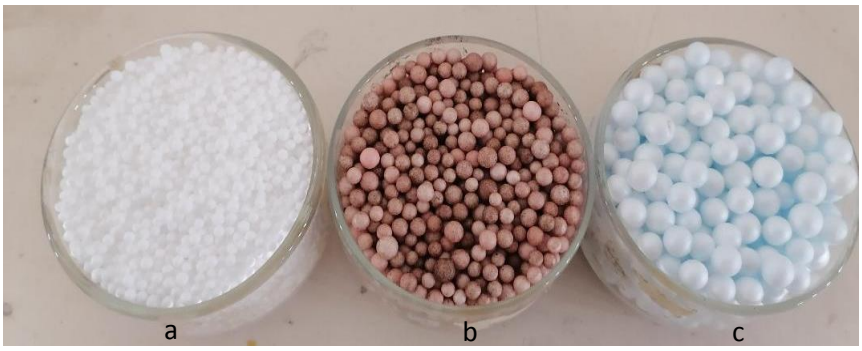


Fig.1 : Billes de polystyrène utilisées : (a) Φ_1=2,5 mm (b) Φ_2=4,5 mm (c) Φ_3=7,5 mm

Pour chaque mélange, c.-à-d. pour chaque macro porosité et chaque taille de billes de polystyrène, huit éprouvettes cubiques de dimensions en mm (100*100*100) sont confectionnées dont quatre serviront à la détermination de la résistance à la compression uniaxiale et quatre seront réservées aux essais de compression biaxiaux. Les dosages correspondant à chaque composant formant le mélange pour différentes tailles de polystyrène ainsi que les masses volumiques des bétons obtenues sont présentés respectivement dans le tableau 2. Il est à noter que les masses volumiques des bétons confectionnés sont déterminées à partir de la relation suivante :

$\rho_b = (1-p)\rho_m + p\rho_p$ tels que ρ_b , ρ_m et ρ_p représentent respectivement les masses volumiques du béton de polystyrène expansé, de la matrice cimentaire et des billes de polystyrène utilisées.

Tableau 2 : Formulation des bétons de polystyrène expansé

Masse volumique du béton léger (kg/m³)	*Fraction volumique de polystyrène*	*Dosage en kg pour1 m³ de béton*						
		Sable 0/5mm	*Ciment CEM I 42,5N*	*Eau*	*Superplastifiant*	*Polystyrène*		
						Φ=2,5 mm	*Φ=4,5 mm*	*Φ=7,5 mm*
1959	*p=10%*	*1616,58*	*411,25*	*139,45*	*4,93*	*2,16*	*2,2*	*1,6*
1529	*p=30%*	*1257,34*	*319,86*	*108,45*	*3,83*	*6,48*	*6,6*	*4,8*
1090	*p=50%*	*898,1*	*288,47*	*77,46*	*2,74*	*10,8*	*11*	*8*

3. Caractérisation de la résistance à la compression du béton de polystyrène expansé

Des essais de compression uniaxiale et biaxiale ont été effectués sur les éprouvettes cubiques de béton de polystyrène afin de caractériser ses résistances à la compression uniaxiale et biaxiale en fonction de sa microstructure.

3.1. Caractérisation de la résistance à la compression uniaxiale du béton de polystyrène

La résistance à la compression uniaxiale, notée ci-après f_{cu}, est la caractéristique principale du béton. L'identification de cette dernière se fait grâce à l'essai de compression simple classique réalisé dans cette étude moyennant une presse de compression de capacité 3000 kN. La résistance à la compression uniaxiale moyenne de la matrice cimentaire, notée $f_{cm,}$ est égale à 33,7 MPa. Les résultats des résistances normalisées (f_{cu} /f_{cm}) issus des essais uniaxiaux, présentés dans la figure 3, montrent que la résistance à la compression uniaxiale du béton de polystyrène diminue considérablement quand sa macro porosité augmente, ce qui est prévisible. En outre, ces résultats confirment la présence d'un effet de taille qui a été déjà observé par d'autres auteurs sur la résistance à la compression uniaxiale de ce matériau [1-5]. En effet, pour les faibles macro porosités (p=10%), on observe une diminution de la résistance d'environ 46% quand on utilise des billes de polystyrène de diamètre 7,5 mm au lieu de 2,5 mm. Cependant, cet effet de taille diminue avec l'augmentation de la macro porosité jusqu'à devenir négligeable à forte macro porosité (à partir de 50%). Cette même tendance a été observée par Miled et al. [1-2] et Le Roy et al. [3].

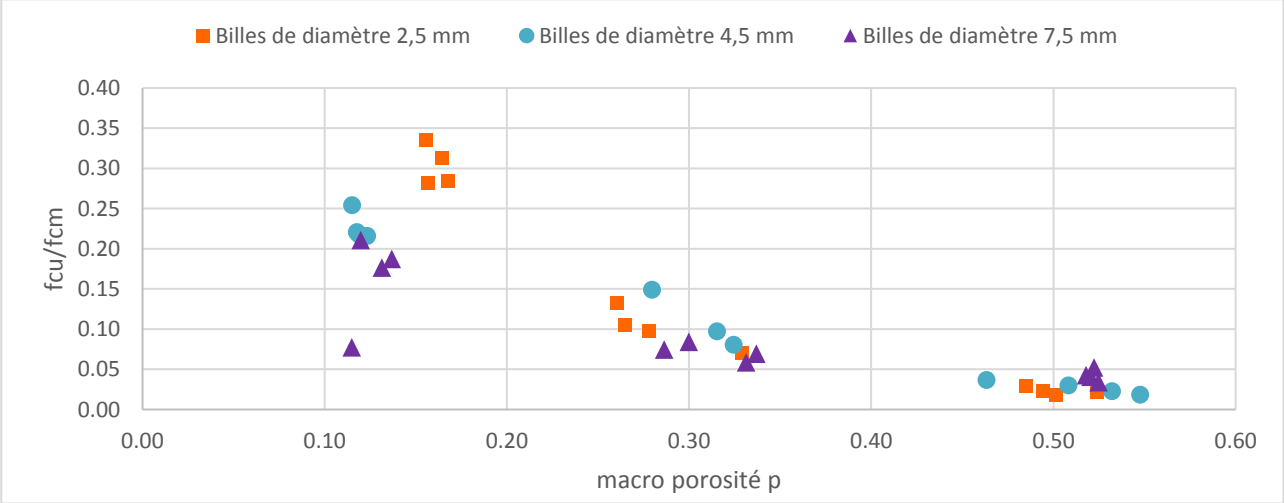


Fig.2. : Variation de la résistance à la compression uniaxiale du béton de polystyrène en fonction de sa macro porosité (p) et la taille des billes de polystyrène expansé

3.2. Caractérisation de la résistance à la compression biaxiale du béton de polystyrène

Cette partie est consacrée à l'étude du comportement du béton de polystyrène expansé sous un chargement biaxial de compression. En cas d'absence d'une presse biaxiale ou triaxiale, il s'est avéré pertinent et pratique d'utiliser le dispositif conçu par Naija [6] afin de solliciter le béton en compression biaxiale. Le principe de ce dispositif expérimental consiste à confiner, d'abord, une éprouvette cubique selon une seule direction latérale à l'aide de deux plaques métalliques épaisses boulonnées de part et d'autre comme le montre la figure 3. Ces deux plaques assurent le blocage de la déformation latérale de l'éprouvette cubique d'essai lorsqu'un effort vertical est appliqué sur sa face supérieure. Ensuite, cette éprouvette, déjà confinée, est soumise à un chargement de compression suivant son axe vertical appliqué par la même presse de compression uniaxiale (voir figure 3).



Fig. 3 : Essai de résistance à la compression biaxiale

Les résultats des essais de résistance à la compression biaxiale des mêmes types d'échantillons, utilisés pour la caractérisation de la résistance à la compression uniaxiale du béton de polystyrène et aux mêmes âges, sont présentés dans la figure 4. On observe une diminution de la résistance biaxiale du béton de polystyrène, notée f_{cb}, en augmentant sa macro porosité ce qui est aussi prévisible. Cependant, à l'encontre des résultats de la résistance à la compression uniaxiale, la taille des billes de polystyrène n'engendre pas d'effet sur la résistance à la compression biaxiale pour une même macro porosité. Ainsi, on peut conclure que le béton de polystyrène expansé n'exhibe pas d'effet de taille sur sa résistance à la compression biaxiale.

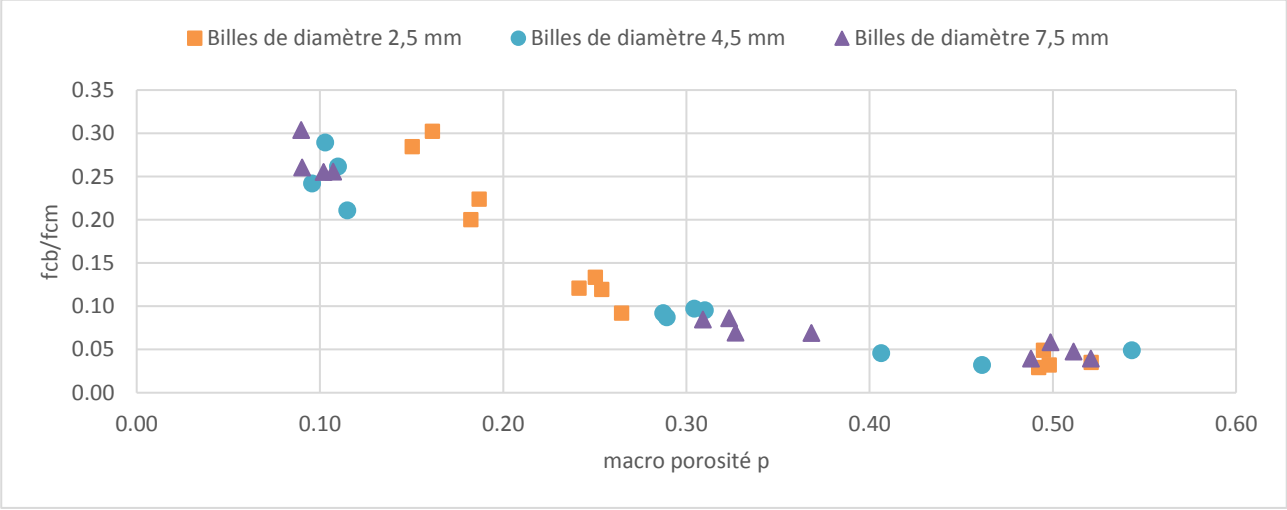


Fig.4 : Variation de la résistance à la compression biaxiale du béton de polystyrène en fonction de sa macro porosité (p) et la taille des billes de polystyrène expansé

Enfin, la figure suivante représente l'évolution du rapport (f_{cb}/f_{cu}) des résistances moyennes à la compression biaxiale par celles à la compression uniaxiale (valeurs moyennes des résistances individuelles de quatre échantillons) en fonction de la macro porosité et la taille des billes de polystyrène. Ces résultats montrent que ce rapport (f_{cb}/f_{cu}) est supérieur à 1, c.-à-d. que la résistance à la compression du béton de polystyrène augmente en le confinant latéralement. Cette augmentation peut atteindre jusqu'à 100% pour certains échantillons comme l'indique la figure 5. Ce résultat peut être expliqué par le fait que le confinement latéral engendre une augmentation considérable de la ductilité du béton de polystyrène expansé. Ce même phénomène a été déjà observé pour le béton ordinaire [7-8] et pour la matrice cimentaire. Cependant, l'augmentation de la résistance biaxiale du béton de polystyrène est plus importante que celle de sa matrice cimentaire pour laquelle on a observé une augmentation de seulement 23% par rapport à sa résistance uniaxiale. Enfin, on peut conclure aussi que le rapport (f_{cb}/f_{cu}), en moyenne, est peu sensible à la taille des billes de polystyrène.

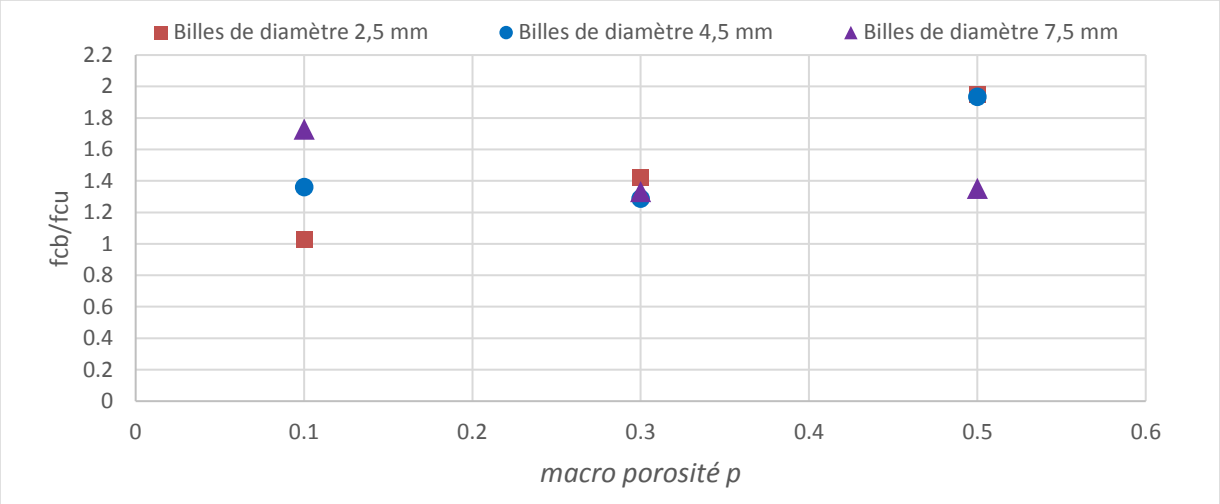


Fig.5 : Comparaison entre la résistance à la compression uniaxiale et biaxiale du béton de polystyrène en fonction de sa macro porosité (p) et la taille des billes de polystyrène expansé

4. Conclusion

Sous un chargement de compression, qu'il soit uniaxial ou biaxial, la résistance à la compression du béton de polystyrène expansé diminue considérablement avec l'augmentation de sa macro porosité (la fraction volumique en polystyrène), ce qui confirme que la macro porosité est le paramètre microstructural principal gouvernant la rupture en compression de ce béton léger. Par ailleurs, contrairement à l'effet de taille observé sur la résistance uniaxiale de ce béton notamment à faible macro porosité, on a observé une disparition de cet effet sur la résistance biaxiale de ce béton. Enfin, la comparaison entre la résistance à la compression uniaxiale et biaxiale du béton de polystyrène expansé a montré que l'application d'une contrainte de confinement latérale sur le béton étudié engendre une augmentation notable de sa résistance à la compression. Ceci peut être expliqué par le fait que le confinement latéral engendre une amélioration importante de la ductilité du béton de polystyrène expansé.

Références bibliographiques

[1] Miled, K., 2005 ; Effet de taille dans le béton de polystyrène expansé, Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

[2] Miled, K., Sab, K., Le Roy, R.., 2007; Particle size effect on EPS lightweight concrete compressive strength: Experimental investigation and modelling, Mechanics of Materials, vol. 39, pp. 220-240.

[3] Le Roy, R.., Parant, E., Boulay, C.,2005; Taking into account the inclusions' size in lightweight concrete compressive strength prediction, Cement and Concrete Research, vol. 35, pp. 770-775.

[4] Liu, N., and Chen, B.,2014; Experimental study of the influence of EPS particle size on the mechanical properties of EPS lightweight concrete, Construction and Building Materials, vol. 68, pp. 227-232.

[5] Sayadi, A.,Tapia, J.V.,Neitzert, T.R.,Clifton, G.C.,2016 ;Effects of expanded polystyrene (EPS) particles on fire resistance, thermal conductivity and compressive strength of foamed concrete, Construction and Building Materials, vol. 112, pp. 716-724.

[6] Naija, A. ,2019 ; Approche de type calcul à la rupture appliquée à la microstructure des bétons à hautes résistance, Thèse de doctorat en génie civil, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis.

[7] Saatcioglu, M. et Razvi, S. ,1992; Strength and ductility of confined concrete, Journal of Structural Engineering, vol. 118, pp. 1590-1607.

[8] Samani, A.K. et Attard, M.M, 2012; A stress-strain model for uniaxial and confined concrete under compression., Engineering Structures, vol. 41, pp. 335-349.

Formulation et caractérisation d'un béton léger auto plaçant BLAP

Ali Ellouze[1,2], Abdelmonem Masmoudi[2,3]

[1] Université de Tunis El Manar, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, LGC ENIT, 1002, Tunis, Tunisie;
[2] Université de Sfax, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Sfax, 3038, Sfax, Tunisie ;
[3] Université de Sfax, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Sfax La2MP, ENIS, Sfax, Tunisie
E-mail du premier auteur : ali.ellouze@enis.tn

Résumé

Cette communication présente un Béton à la fois Léger, Auto Plaçant (BLAP) et qui réduit la pression sur le coffrage. Les masses volumiques des BLAP inférieures à un béton traditionnel peuvent varier de 483kg/m^3 à 1443 kg/m^3 avec des inclusions de grains de polymère expansé. Des éprouvettes sont confectionnées pour déterminer quelques propriétés mécaniques et physiques : module de Young, les résistances à la compression et à la traction par fendage. Les résultats d'investigation montrent que le module d'élasticité longitudinal du BLAP diminue en fonction de l'augmentation de la fraction volumique d'inclusion, de même pour la résistance en compression et en traction. Le béton BLAP$_{400}$ de volume d'inclusion de 400l/m^3, offre une réduction de l'effort de poussée sur le coffrage de 38 % tout en gardant une résistance à la compression de 29MPa.

Mots clés
Béton léger, auto plaçant, pression, densité, résistance, inclusion de polymère expansé,

1. Introduction

Cette étude entre dans le cadre de la formulation et caractérisation d'un Béton Léger Auto Plaçant (BLAP) et d'en proposer différentes compositions en fonction des inclusions de grains de polymère expansé. Le Béton Auto Plaçant (BAP) facilite grandement la tâche des ouvriers lors de la mise en place du béton et élimine le poste de vibration. Ce type de béton peut couler et se mette en place simplement par l'effet de la gravité. Le poids lourd est considéré par des études comme un avantage compte tenu du fait qu'il est capable de couler et de se compacter sous son propre poids [1]. D'une autre vue, le poids du BAP à l'état frais constitue un problème pour la solidité des coffrages. L'hyper fluidité également qui facilite le remplissage et l'enrobage des armatures pose des problèmes tels que la forte pression exercée sur le coffrage.

Le béton léger est un béton principalement composé de constituants qui le rendent plus léger, ce qui le rend beaucoup moins lourd que le béton ordinaire et donc beaucoup plus pratique à utiliser. Les matériaux lourds présents dans les bétons conventionnels tels que les granulats sont remplacés par des inclusions légères, autrement dit, il s'agit de substituer un pourcentage d'agrégat par un matériau léger. Cette substitution rend ce béton très utile dans la réalisation de certains types d'ouvrages comme pour les structures en béton de remplissage ou en béton armé. Si le panneau de coffrage n'est pas conçu correctement, la pression du béton pourrait causer de graves dommages. Les pressions latérales pour les structures très élancées telles que les colonnes et les murs dépassant 10 m de hauteur sont gênantes pour l'ingénieur [2]. Apporter des solutions aux problèmes de pression sur le coffrage nécessite un coffrage très résistant à l'état frais, d'autant plus que le coût du coffrage dans une structure coulée en BAP représente environ 40 à 60 % du coût total [3-4]. Le

problème de la pression sur les coffrages a été abordé par certains auteurs [5-10], les solutions convergent vers la substitution des granulats relativement lourds par d'autres matériaux expansés légers. Le problème de la pression sur les coffrages n'a pas été suffisamment étudié et il nécessite d'autres d'investigations.

La présente étude vise à formuler et caractériser un BLAP avec des inclusions de grains de polymère expansé qui assure un double rôle : un premier rôle de béton léger de remplissage réduisant la pression sur les coffrages et le coût et un deuxième rôle de béton réducteur de la pression sur les coffrages tout en gardant une résistance acceptable pour faire des structures en béton armé.

2. Identifications des matériaux

Les matériaux utilisés dans cette étude sont :

- un sable siliceux lavé provenant de la station de lavage EGTPH Agareb.
- deux graviers calcaires provenant de la carrière Fayedh Sidi Bouzid.
- un ciment CEM I 42.5 (NT47.01), fabriqué par la cimenterie de Gabes de densité égale à 3.1.
- billes en PSE (polystyrène expansé et moulé) pour béton léger et isolant fabriqués par POLYCOQ-Tunisie S.A. Ces billes de masse volumique 6 kg/m^3 sont vendus en sacs de 50, 170, 420 et 500 litres (Figure 1).
- un adjuvant super-plastifiant : produit Sika.



Figure 1 : Billes en polystyrène expansé

3. Formulation du BLAP

La formulation se base sur la méthode de 1 m^3. Les quantités des différents constituants du mélange doivent être calculées en volume, de la même manière que pour un béton vibré. Ainsi, le volume relatif qu'occupe chaque constituant est déterminé pour un mètre cube de BLAP.

$$V_G + V_S + V_c + V_e + V_{adj} + V_{air} + V_{inclusion} = 1000 \text{ litres}$$

Le dosage en ciment C est imposé à 400 kg/m^3 pour un volume d'inclusions de 400 à 500 litres et de 350 kg/m^3 pour des volumes d'inclusions dépassants 500 litres. Les quantités d'eau E, d'adjuvant A/C=1%, et d'air sont déterminés par des essais au cône de March et d'air occlus. La densité d est calculée théoriquement ensuite vérifiée par le dosage pondéral. Le rapport G/S est fixé à 1.37. On obtient deux équations à deux inconnus G et S, en prenant l'hypothèse que les $^2/_3$ de l'eau sont évaporées à l'état durci:

$$\frac{G}{S} = 1.37 \qquad (1)$$

$$G + S + C + E + adj + air + inc = d \qquad (2)$$

Le Tableau 1 résume les différents composants du BLAP pour différentes fractions volumiques d'inclusion.

Tableau 1 - Différents composants du BLAP pour différentes fractions volumiques d'inclusion

	Fraction volumique en inclusion (litre)					
	0(BAP)	*400*	*500*	*600*	*700*	*800*
	Dosage (kg/m^3)					
Ciment	*400*	*400*	*400*	*350*	*350*	*300*
Eau	*168*	*168*	*168*	*147*	*147*	*126*
Sable	*820*	*415*	*313*	*236*	*134*	*57*
Gravier	*1123*	*569*	*429*	*323*	*184*	*78*
Inclusion en grains	*0,0*	*2,8*	*3,5*	*4,2*	*4,9*	*5,6*
Super plastifiant	*4,0*	*4,0*	*4,0*	*3,5*	*3,5*	*3,0*
Densité à l'état durci	*2400*	*1443*	*1202*	*963*	*722*	*483*

A un volume d'inclusion de 800 litres, le calcul de G et S donne des valeurs négatives, la solution retenue avec accord de l'entreprise est de diminuer le dosage C à 300 kg/m^3.

4. Essais réalisés et résultats

4.1 Module d'élasticité longitudinal

Des essais de compression uni-axiale ont été effectués pour déterminer les modules de Young. Le dispositif utilisé est présenté sur la Figure 2.



Figure 2 : Détermination du module de Young

La Figure 3 montre que le module de Young du BLAP diminue en fonction de l'augmentation de la fraction d'inclusion. L'observation des éprouvettes après écrasement montre l'inexistence de phénomène de ségrégation.

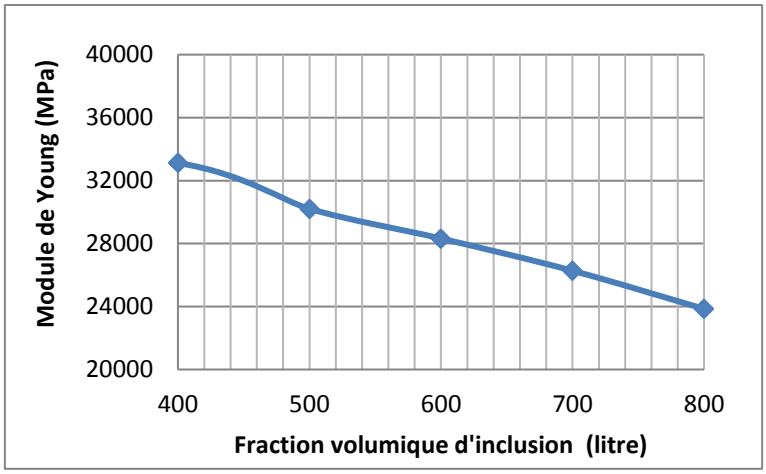


Figure 3 : Variation du module de Young en fonction de la fraction d'inclusion

4.2 Résistances à la compression et à la traction par fendage

Les résistances en traction par fendage et en compression sont réalisées sur une presse universelle de classe A. Figure 4



Figure 4: Essais de compression et de traction par fendage

Le Tableau 2 récapitule les résultats de compression et de traction sur le BLAP en fonction des fractions volumiques d'inclusion. On remarque une chute importante de la densité qui est un facteur essentiel dans la réduction de la pression sur le coffrage.

Tableau 2 : Résultats des essais de compression et de traction par fendage

Fractions volumiques d'inclusions (litre)	*0(BAP)*	*400*	*500*	*600*	*700*	*800*
Densité	*2400*	*1441*	*1203*	*964*	*723*	*482*
Compression (MPa)						
f_{c1} *jour*	*7,50*	*5,22*	*3,15*	*2,95*	*2,52*	*1,89*
f_{c3} *jours*	*17,20*	*11,99*	*7,23*	*6,45*	*5,78*	*4,34*
f_{c7} *jours*	*27,40*	*19,24*	*11,60*	*10,11*	*9,28*	*6,96*
f_{c28} *jours*	*41,00*	*29,00*	*21,35*	*17,56*	*13,99*	*10,49*
Traction (MPa)						
f_{t1} *jour*	*1,02*	*0,90*	*0,75*	*0,68*	*0,65*	*0,63*
f_{t3} *jours*	*1,56*	*1,31*	*1,01*	*0,91*	*0,89*	*0,82*
f_{t7} *jours*	*2,32*	*1,71*	*1,25*	*1,11*	*1,00*	*0,95*
f_{t28} *jours*	*2,95*	*2,25*	*1,78*	*1,61*	*1,41*	*1,25*

On peut déduire du tableau 2, que pour un volume d'inclusion de 400l/m^3, noté $BLAP_{400,}$ la résistance à la compression de ce béton est de 29 MPa : une résistance de béton suffisante pour faire des structures en béton armé. Pour résoudre le problème de la faiblesse du béton BLAP au-dessus de l'axe neutre on propose la technique de coulage en deux phases : au-dessous de l'axe neutre coulage avec le BLAP et au-dessus coulage avec le BAP, donc c'est un coulage avec reprise de bétonnage.

5. Pression sur le coffrage

La force de poussée F appliquée au coffrage est calculée par l'expression suivante :

$$F = \frac{ka.\gamma.h^2}{2}$$

avec ka : coefficient de poussée ou coefficient actif

γ : poids volumique du béton a l'état frais

h : hauteur du coffrage.

Les résultats du calcul des efforts de poussée sur le coffrage de hauteur variable h en fonction du volume des inclusions sont résumés dans le Tableau 3.

Tableau 3: Forces de poussée sur le coffrage de hauteur variable

Fractions volumiques d'inclusions (litre)	*0(BAP)*	*400*	*500*	*600*	*700*	*800*
Densité à l'état frais	*2515*	*1558*	*1317*	*1064*	*823*	*570*
Hauteur du coffrage h(m)	*Force de poussée F (KN/m)*					
2	*50*	*31*	*26*	*21*	*16*	*11*
4	*201*	*124*	*105*	*85*	*66*	*45*
6	*453*	*280*	*237*	*192*	*148*	*102*
8	*805*	*498*	*422*	*341*	*264*	*182*
10	*1258*	*778*	*659*	*532*	*412*	*284*
Réduction de la pression (%)	*-*	*38*	*48*	*58*	*67*	*77*

On peut déduire de ce tableau que le béton $BLAP_{400}$ de volume d'inclusion de 400l/m^3 offre une réduction de l'effort de poussée sur le coffrage de 38 % tout en gardant une résistance à la compression de 29 MPa. Cela montre clairement que le béton $BLAP_{400}$ permet à la fois une réduction significative de la pression, réduisant ainsi le coût du coffrage tout en assurant une résistance à la compression acceptable. Pour des structures en béton de remplissage où la résistance à la compression exigée n'est pas trop élevée, la réduction de la pression varie de 48% à 77 % quel que soit la hauteur du coffrage.

6. Conclusion

Le BLAP est un béton obtenu grâce à la substitution de graviers par des inclusions en grains de polymère expansé dans une fraction volumique d'inclusion de 400 à 800 l/m^3 avec un pas de 100 l/m^3. D'après la présente étude centrée sur la formulation et la caractérisation d'un BLAP, on peut tirer les conclusions suivantes :

a) La densité du BLAP peut varier de 482 kg/m^3 à 1441 kg/m^3, inférieure à celle du béton traditionnel.
c) Le BLAP permet une réduction de pression significative sur le coffrage de 38 % à 77% respectivement pour un volume d'inclusion de 400 à 800 l/m^3.
d) Le module d'élasticité longitudinal du BLAP diminue en fonction de l'augmentation de la fraction volumique d'inclusion. Cela semble évident du fait que ce module est proportionnel à la résistance à la compression du béton.
e) Le béton $BLAP_{400}$, de volume d'inclusion de 400l/m^3, offre une réduction de l'effort de poussée sur le coffrage de 38 % tout en gardant une résistance à la compression f_{c28} =29 MPa.

Références bibliographiques

[1] C. Shi, Z. Wu, K. Lv, L. Wu, A review on mixture design methods for self-compacting concrete, Constr. Build. Mater. 84 (2015) 387–398.

[2] F. Tejeda-Dominguez, D. Lange, M. D'Ambrosia, Formwork pressure of self-consolidating concrete in tall wall field applications, Transp. Res. Rec. 1914 (2005) 1–7.

[3] K.H. Khayat, A.F. Omran, State-of-the-art Review of Form Pressure Exerted by Self-consolidating Concrete, Final Report Ready-Mix Concrete (RMC) Research and Education Foundation, American Concrete Institute (ACI), and Strategic Development Council (SDC), 2009.

[4] A.F. Omran, K.H. Khayat, Portable pressure device to evaluate lateral formwork pressure exerted by fresh concrete, J. Mater. Civ. Eng. 25 (6) (2012) 731–740.

[5] P.S. Dunston, D.W. Johnston, P.P. McCain, Formwork pressures in tall walls with extended set concrete admixtures; blast furnace slag; fly ash; Formwork (construction); loads; placing; tests; walls; construction, Concr. Int. 16 (11) (1994) 26–34.

[6] A. Perrot, S. Amziane, G. Ovarlez, N. Roussel, SCC formwork pressure: influence of steel rebars, Cem. Concr. Res. 39 (6) (2009) 524–528.

[7] J.H. Tah, A.D. Price, Computer-based modelling of concrete pressures on complex shaped wall formwork, Build. Environ. 26 (2) (1991) 223–229.

[8] S.H. Kwon, J.H. Kim, S.P. Shah, Development and applications of the intrinsic model for formwork pressure of self-consolidating concrete, Int. J. Concr. Struct. Mater. 6 (1) (2012) 31–40.

[9] J.H. Kim, M. Beacraft, S.P. Shah, Effect of mineral admixtures on formwork pressure of self-consolidating concrete, Cem. Concr. Compos. 32 (9) (2010) 665–671

[10] P.S. Dunston, D.W. Johnston, P.P. McCain, Formwork pressures in tall walls with extended set concrete admixtures; blast furnace slag; fly ash; Formwork (construction); loads; placing; tests; walls; construction, Concr. Int. 16 (11) (1994) 26–34.

[11] Vance, K., Sant, G., and Neithalath, N., The Rheology of Cementitious Suspensions: A Closer Look at Experimental Parameters and Property Determination Using Common Rheological Models, Cement and Concrete Composites, 59: 38–48, 2015.

Caractérisation mécanique du béton allégé par des mégots de cigarettes

Syrine KCHAOU[1], Zied KAMMOUN [1], Abederraouf TRABELSI [2,3]

[1]*Université de Carthage, Institut Supérieur des Technologies de l'Environnement et du Bâtiment,2 Rue de l'Artisanat - Charguia II - 2035 Tunis, Tunisie.*
[2]*Université de Tunis El Manar, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Laboratoire de Génie Civil, Tunis, Tunisie*
[3]*Académie Militaire, Département Génie Civil, Fondouk Jadid, Tunisie*
Email du premier auteur : syrinekchaou02@gmail.com;

Résumé

Les ressources naturelles sont contaminées depuis de nombreuses années, avec des millions de tonnes de mégots de cigarettes inesthétiques et toxiques. Dans cette communication, un béton allégé par des mégots de cigarettes a été fabriquées. Les mégots sont incorporés avec la substitution de 1 %, 2 %, 5 % et 10 % du volume de granulats.
Les résultats ont révélé une diminution importante mécanique à 28 MPa. Avec une substitution de 5 % des granulats naturels, on peut noter la réduction d'environ 50% des résistances à la compression et à la traction par flexion, et la baisse de 6,7% de la masse volumique par rapport au mélange de référence. La tentative d'utiliser 10 % de mégots mène à une résistance mécanique très réduite.

Mots clé

Mégots, Béton léger, Isolation, Résistance à la compression.

1. Introduction

La production et la consommation de cigarettes dans le monde entier est énorme. Ainsi près de six milles milliards de cigarettes sont produites chaque année dans le monde. Un a deux tiers des mégots de cigarettes sont déposés dans l'environnement et se retrouvent dans les parcs, les plages, les rues,les égouts et donc dans les ruisseaux, rivières et océans. [1]. La campagne ``Keep America Beautiful`` a rapporté que les mégots de cigarettes représentent de 25% à 50% de tous les déchets collectés sur les routes et les rues[7]. En outre, le fardeau environnemental global des filtres de cigarettes est très important puisqu' il y avait à titre indicatif 1,35 mille milliards de cigarettes filtrées fabriquées aux États-Unis en 2007 [2] et environ 680 000 tonnes d'acétate de cellulose ont été utilisées dans la production de ces cigarettes filtrées. Malgré conscience grandissante de l'humanité vis-à-vis des effets dramatiques de cigarettes à la fois sur la santé et sur l'environnement, la consommation est toujours notable avec environ 5,6 billions de cigarettes filtrées consommées dans le monde en 2002, et neuf trillions attendus d'ici 2025 [3]. Les filtres de cigarettes formés essentiellement d'acétate de cellulose recueillent les produits chimiques produits en fumant[4]. La principale cause de toxicité était attribuée à la nicotine et à l'éthylphénol dans les lixiviats de ces mégots[5]. L'acétate de cellulose est un plastique photodégradable mais non biodégradable. Bien que les rayons ultraviolets du soleil finissent par briser le filtre en plus petits morceaux engendrant l'apparition des TPW (Toxic-infused plastic waste) substances toxiques des déchets qui s'infiltrent dans le sol et les réserves d'eau [6]. Le tabagisme empoisonne les

ressources naturelles, pour cela beaucoup d'études ont été menées afin de minimiser ses effets sur l'environnement et surtout de diminuer les déchets de tabac et essayer de les utiliser comme matière première dans les matériaux de construction. Des études ont été menées afin d'investiguer la possibilité de recyclage des mégots de cigarette en briques en étudiant les propriétés physiques et mécaniques avec différents pourcentages de mégots dans sa composition [8-19] .D'autres recherches ont étudié l'isolation phonique sur des échantillons préparés avec des mégots de cigarettes seulement, Les résultats obtenus montrent des performances d'absorption acoustique élevées donc on peut utiliser les mégots comme absorbant acoustique puisque les coefficients d'absorption trouvés sont supérieurs à 0,8 pour les fréquences supérieures à 2000 Hz [20-21]. Globalement, les études ont visé l'utilisation des mégots en briques, en gypse [22], en céramique [23-24] et leur incorporation dans des blocs de béton préfabriqués pour le pavage [25]. Ils ont conclu que l'ajout de mégots diminue la résistance mais augmente les performances thermiques et acoustiques. Dans le présent travail, les mégots seront introduits dans le béton. Les caractéristiques mécaniques après ajout de mégots seront étudiées.

2. Formulation des bétons et identifications des matériaux à utiliser

Dans cette étude, nous avons utilisé des matériaux naturels et des mégots de cigarettes de masse volumique réelle 412 kg/m^3 utilisés comme des inclusions légères dans le béton. Le ciment utilisé est un ciment CEM I 42,5 N, le sable 0/2,5 mm de masse volumique réelle 2440 kg/m^3 est issu de la carrière de Khelidia et le gravier (5/12,5 mm) de masse volumique réelle 2625 kg/m^3 provient de la carrière de Jebel-Elwost. Les courbes granulométriques du gravier et du sable sont représentées sur la figure1.

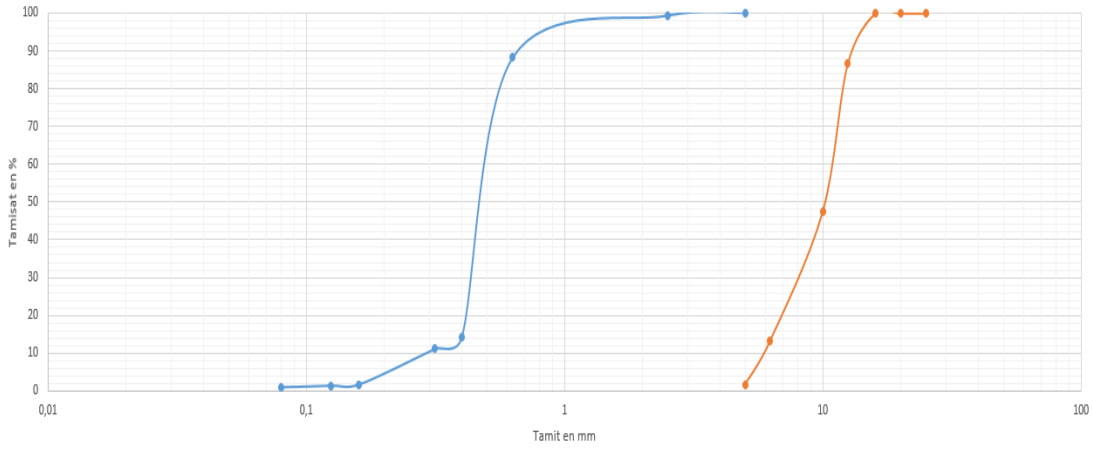


Figure 1:Courbes granulométriques du gravier et du sable

Les mégots des cigarettes utilisés ont été collectés à partir des cafés, restaurants et autres bâtiments commerciaux (Figure 2).



Figure 2: Mégots de cigarettes utilisés

Un essai de détermination de saturation en eau des mégots est réalisé. Les résultats de l'essai d'absorption/saturation d'eau des mégots sont présentés dans la figure 2.

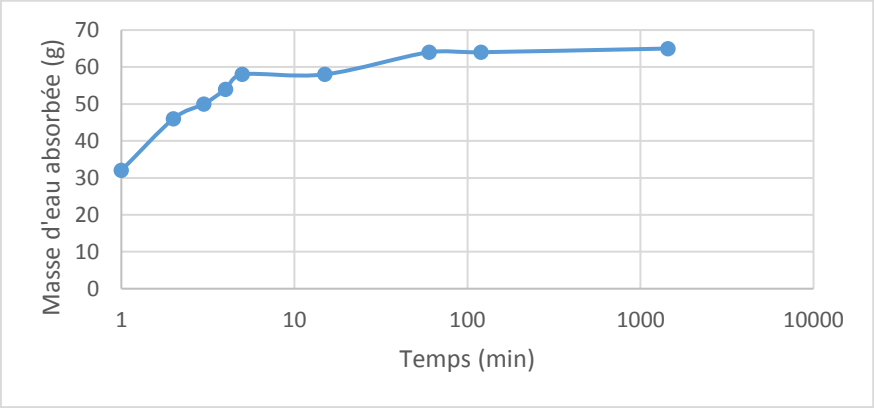


Figure 3: Masse d'eau absorbée par les mégots au cours du temps

Il est clairement observé qu'à partir de 15 mn, l'absorption des mégots devient minime et leur saturation en eau est pratiquement atteinte. C'est pourquoi dans la suite les mégots sont immergés dans l'eau pendant 15 minutes avant leur utilisation dans le béton. Ceci est dans l'objectif de conserver les caractéristiques de maniabilité du béton et d'éviter l'absorption de l'eau de gâchage du béton par les mégots.

- ***Étude de formulation des bétons***

La formulation du béton témoin C0 est considérée comme la formulation de base qui ne contient pas de mégots. L'ajout de mégots se fait par substitution volumique des granulats naturels de sable et de gravier
Les quantités de mégots dans les formulations C1, C2, C3 et C4 sont respectivement 1%, 2%, 5% et 10% du volume de béton, les compositions obtenues sont présentées dans le Tableau 1.

Tableau 1: composition de chaque formulation de béton de mégots de cigarettes

Formulation	C0	C1	C2	C3	C4
Ciment (kg/m^3)	400	400	400	400	400
Gravier (kg/m^3)	1067	1051	1035	988	826
Sable (kg/m^3)	661	651	641	612	512
Eau (l/m^3)	195	195	195	195	195
Mégots (kg/m^3)	0	4,12	8,24	20,6	41,2

3. Caractéristiques du béton obtenu

- ***Masse volumique***

Les résultats des masses volumiques réelles des bétons frais et durcis obtenus sont présentés dans le Tableau 2:

Tableau 2: Masses volumiques de béton à l'état frais et à l'état durci

Masse volumique du béton (kg/m^3)	C0	C1	C2	C3	C4
Frais	2410	2340	2310	2260	2160
Durci	2380	2330	2290	2220	2110

Nous remarquons que, bien que la densité du béton obtenu en utilisant un grand pourcentage des mégots soit très inférieure à la densité du béton témoin, le béton obtenu ne peut pas être considéré comme un béton léger puisque sa densité est supérieure à 2.

- ***Résultats des essais de compression***

Les essais mécaniques ont été réalisés après 28 jours.
L'essai de compression est effectué selon la norme EN 12390-4 sur trois éprouvettes cubiques de taille 15×15×15 cm^3. La valeur moyenne de la résistance à la compression du béton sans ajout de mégots est de 51 MPa. Les résistances moyennes des autres formulations sont indiquées à la figure 3.

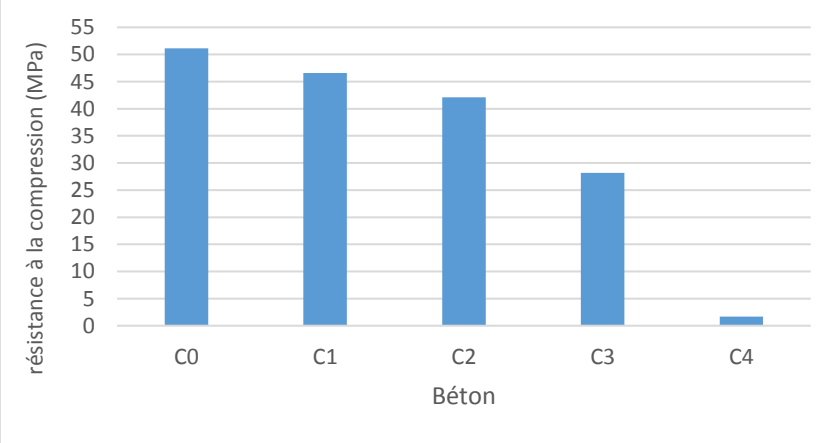


Figure 4: Résistances moyennes à la compression à 28 jours

L'essai de compression réalisé sur les différents échantillons de béton montre que le béton témoin ordinaire a la plus grande résistance et que le béton C4 renfermant le plus grand pourcentage de substitution en mégots (10%) à la plus petite résistance. La principale raison de la diminution de la résistance à la compression est l'ajout des mégots qui renferment un pourcentage très important des pores remplis d'air.

- ***Résultats des essais de flexion***

Les essais de résistance à la traction par flexion sont effectués selon la norme NF EN 12390-5 sur des prismes de dimensions 7× 7×28 cm^3. Pour chaque formulation, trois éprouvettes ont été testées. Les résultats obtenus, présentés dans la figure 5, montrent que l'addition de mégots engendre une diminution notable de la valeur moyenne de la résistance à la traction par flexion du béton. Pour les forts dosages de 10% en mégots, cette valeur est quasiment nulle.

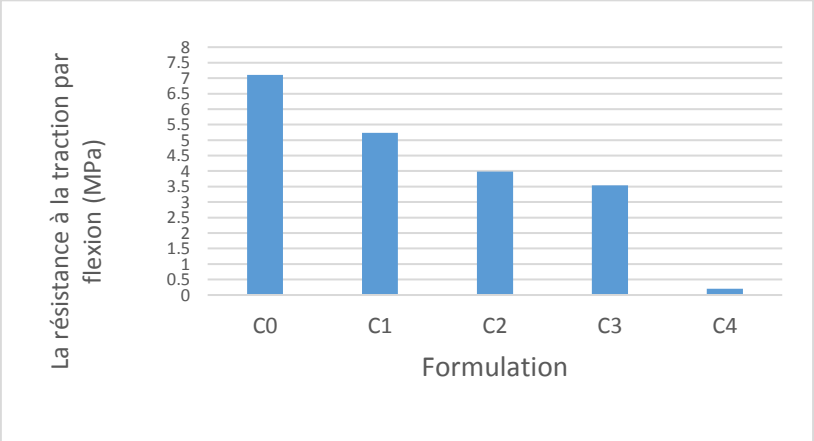


Figure 5: Résultats des essais de flexion

Lors de l'essai de flexion, aucune rupture fragile n'est constatée sur les formulations de béton de mégots, même en atteignant la contrainte maximale. Néanmoins, une fissure apparaît sur l'échantillon et les deux parties formées conservent une connexion entre elles, comme le montre la figure 6. Cela est expliqué, par la présence des fibres des mégots qui ont assuré cette cohésion.



Figure 5: Essais de flexion sur un béton de mégots de cigarettes

4. Conclusion

Étant donné que le mégot est un matériau non biodégradable, il nuit considérablement à l'environnement. Son introduction dans le béton pourrait présenter une des solutions pouvant réduire l'impact environnemental de ces déchets. De plus, la valorisation des mégots conduit à l'obtention d'un matériau léger, isolant et peu coûteux. Ce travail met en évidence les propriétés mécaniques d'un béton renfermant des mégots de cigarettes bruts. Avec une utilisation de 20,6 kg/m^3de mégots dans le mélange, soit un taux de substitution des granulats naturels de 5 %, on peut noter la réduction de 6,7% de la masse volumique par rapport au mélange de référence, et la baisse de la résistance à la compression et la résistance à la traction par flexion d'environ

50%. La tentative d'utiliser 10 % de mégots mène à une résistance mécanique très réduite qui limite l'utilisation du produit.

Références bibliographiques

[1] WHO, «Tobacco and its environmental impact: an overview,» *https://www.who.int/tobacco/publications/environmental-impact-overview/en/*, p. 72, 2017.

[2] USDA, «https://downloads.usda.library.cornell.edu/usda-esmis/files/z603qx40z/f4752k884/f7623g873/TBS-10-24-2007.pdf,» *Tobacco Outlook,Electronic Outlook Report from the Economic Research Service*, p. 25, 2007.

[3] J. Mackay, M. Eriksen et O. Shafey, « The Tobacco Atlas, 2 nd Ed,» *The American Cancer Society*, Atlanta, GA, USA, 2006.

[4] K. L. ,. S. W. a. R. B. Thomas E. Novotny, «Cigarettes Butts and the Case for an Environmental Policy on,» *Environmental Research and Public Health*, p. 15, 2009.

[5] M. S. J. W. P. P. T. Micevska, «Variation in, and Causes of, Toxicity of Cigarette Butts to a Cladoceran and,» *Arch. Environ. Contam. Toxicol*, p. 8, 2006.

[6] G. I. G. C. S. A. G. L. Giuliano Bonanomi, «Cigarette Butt Decomposition and Associated Chemical Changes Assessed by 13C CPMAS NMR,» *PLOS One*, p. 16, 2015.

[7] K. M. C. J. O. T. E. N. Cheryl G Healton, «Butt really? The environmental,» *BMJ Publishing,Tobacco Control*, p. 2, 2011.

[8] A. A. L. L. Abbas Mohajerani, «A practical proposal for solving the world's cigarette butt problem: Recycling in fired clay bricks,» *ELSEVIER*, vol. 52, p. 17, 2016.

[9] H. Kurmus et A. Mohajerani, «A continuation study on recycling cigarette butts in fired clay bricks,» *Engineers Australia*, 2019.

[10] Ö. D. A. A. İme Akanyeti, «Geo-polymerization technique for brick production from coal ash and cigarette butts,» *ELSEVIER*, vol. 9, p. 14, 2020.

[11] A. M. Aeslina Abdul Kadir, «Physical and Mechanical Properties of Fired Clay Bricks Incorporated with Cigarette Butts: Comparison between Slow and Fast Heating Rates,» *Trans Tech Publications, Switzerland*, p. 5, 2013.

[12] A. M. Aeslina Abdul Kadir, «Effect of heating rate on gas emissions and properties of fired clay bricks and fired clay bricks incorporated with cigarette butts,» *Applied Clay Science*, p. 8, 2015.

[13] A. A. Kadir, «Recycling Cigarette Butts In Fired Clay Bricks,» School of Civil, Environmental and Chemical Engineering,RMIT University, 2020.

[14] A. M. Halenur Kurmus, «Recycling of Cigarette Butts in Fired Clay Bricks: A New Laboratory Investigation,» *Materials*, p. 18, 2020.

[15] A. b. A. K. Noor Amira Sarani, «Experimental and theoretical analysis on thermal conductivity of fired clay bricks incorporated with cigarette butts,» *Trans Tech Publications, Switzerland*, p. 6, 2013.

[16] A. A. K. Noor Amira Sarani, «Thermal Conductivity Of Fired Clay Bricks IncorporatedWith Cigarette Butts,» *Trans Tech Publications, Switzerland*, p. 7, 2013.

[17] A. M. F. R. J. B. Aeslina Abdul Kadir, «Density, Strength, Thermal Conductivity and LeachateCharacteristics of Light-WeightFiredClay Bricks Incorporating Cigarette Butts,» *World Academy of Science, Engineering and Technology 53 2009*, p. 6.

[18] A. M. Aeslina Abdul Kadir, «Properties Improvement Of Fired Clay Bricks Incorporating With,» *Advanced Materials Research Vols. 535-537 (2012) pp 1723-1730 © (2012) Trans Tech Publications, Switzerland*, p. 9, 2012.

[19] S. Q. H. C. S. J. S. G. R. K. ,. M. H. a. M. T. R. Abbas Mohajerani, «Implementation of Recycling Cigarette Butts in Lightweight Bricks and a Proposal for Ending the Littering of Cigarette Butts in Our Cities,» *materials*, p. 33, 2020.

[20] R. M.-S. Valentín Gómez Escobar, «Acoustical performance of samples prepared with cigarette butts,» *Applied Acoustics*, p. 7, 2017.

[21] G. R. G. C. J. P. Valentín Gómez Escobar, «Variability and Performance Study of the Sound Absorption of Used Cigarette Butts,» *materials*, p. 15, 2019.

[22] C. P.-A. P. V.-S. D. C.-B. Mónica Morales-Segura, «Characterization of Gypsum Composites Containing Cigarette Butt Waste for Building Applications,» *Sustainability*, p. 13, 2020.

[23] M. M. M. A. R. G. d. A. C. C. d. S. D. S. Geovana D. Girondi, «Recycling potential of powdered cigarette waste in the development of ceramic materials,» *Journal of Material Cycles and Waste Management*, p. 10, 2020.

[24] R. L. L. &. J. N. F. H. L. A. R. Maciel, «Feasibility of using cigarette butts waste in eco-friendly ceramic roofing tile,» *SN Applied Sciences*, 2020.

[25] R. K. N. S. A. K. Z. P. A. K. Shruti Wadalkar, «Design of Precast Concrete Blocks for Paving with the use of Cigarette Butts (Cellulose Acetate),» *International Journal for Research in Applied Science & Engineering Technology (IJRASET)*, p. 10, 2018.

Caractéristiques de béton allégé par de la paille

Manel SOUIDI [1], Zied KAMMOUN [1], Abederraouf TRABELSI [2,3]

[1]*Université de Carthage, Institut Supérieur des Technologies de l'Environnement et du Bâtiment,2 Rue de l'Artisanat - Charguia II - 2035 Tunis, Tunisie.*
[2]*Université de Tunis El Manar, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Laboratoire de Génie Civil, Tunis, Tunisie*
[3]*Académie Militaire, Département Génie Civil, Fondouk Jadid, Tunisie*
Email du premier auteur : rmanelsouidi2018@gmail.com

Résumé

La réutilisation des déchets lignocellulosiques dans les matériaux de construction est devenue aujourd'hui une solution économique et écologique et ne cesse d'évoluer en raison des bonnes caractéristiques physico-mécaniques, économiques et environnementales obtenues.La paille, présente dans la plupart des pays, est parmi les matériaux lignocellulosiques qui peuvent être incorporés dans le béton. Cette étude envisage d'analyser l'effet de la quantité de paille incorporée dans le béton, sur soncomportement mécanique, thermique et acoustique. L'objectif est de produire un matériau biosourcé léger.
Ainsi, en plus du béton de référence, cinq formulations de béton sont considérées, avec des dosages massiques en paille qui varient entre 10 et 116 kg/m^3. Les résultats montrent une nette amélioration de la conductivité thermique, accompagnée d'une chute des propriétés mécaniques. Bien que le béton fortement dosé en paille ne puisse être utilisé dans les éléments porteurs, il possèdetoutefois des bonnes caractéristiques mécaniques etthermiquespour un usage de séparation et de cloisonnement.

Mots clé
Matériau biosourcé, Paille, Béton léger, Isolation, Résistance à la compression.

1. Introduction

Afin d'atteindre un développement durable, la diminution d'émissions des gaz à effet de serre (GES), la réduction de la consommation énergétique, l'utilisation rationnelle des ressources naturelles et le recyclage des déchets sont demandés. En ce qui concerne les émissions de GES, le secteur de bâtiment est responsable d'une partie importante des émissions de CO2 liées à la consommation d'énergies.
Les émissions de CO2 générées par le bâtiment proviennent en partie de la combustion et de la transformation d'énergie fossile (chauffage, électricité spécifique, eau chaude sanitaire, cuisson). Par conséquent, on ne peut pas prendre en compte l'impact environnemental du bâtiment seulement durant sa période de fonctionnement, mais aussi pendant ses phases de construction, de réhabilitation et de destruction (Chamoin, 2013). Le secteur de bâtiment, primordial pour le développement de notre planète, doit limiter ses impacts sur l'environnement tout en garantissant un confort aux usagers. Cette action n'est possible qu'avec l'adoption de nouvelles méthodes plus innovantes en matière de construction. Le choix des matériaux écologiques à base végétale est une clé afin de limiter l'impact environnemental et d'assurer un milieu intérieur sain et confortable.
L'utilisation des matériaux à fibres végétales (le chanvre, la paille, le lin, le bois, fibres de palmier, etc.) qui sont renouvelables, recyclables et durables est une bonne réponse dans le souci de préserver la santé de l'homme, de répondre à ses besoins de bien-être et de confort et de réduire les impacts environnementaux (Shafigh et al., 2014).

En Tunisie, la céréaliculture occupe une place importante dans le système agricole. Elle s'étale annuellement sur une moyenne de 1,3 million d'hectares (APII, 2016).La paille est l'un des déchets agricoles les plus abondants en Tunisie, en raison de l'importance de la quantité annuelle de céréale produite. Après chaque récolte annuelle, l'agriculteur brûle les déchets de paille dans le champ ce qui engendre des émissions de dioxyde de carbone, un phénomène qui se répète chaque année (Cantor and Manea, 2015).

Dans le monde entier, la construction de balles de paille était anciennement un phénomène très populaire grâce à la disponibilité de paille de blé et grâce aussi à ses bénéfices dans la construction des maisons. Il est démontré que les ballots de paille en tant que matériaux de construction peuvent économiser l'énergie opérationnelle de chauffage et de refroidissement et diminuer le niveau des émissions de dioxyde de carbone.

En plus de son utilisation sous forme de balles, le déchet de paille qui est habituellement inexploité peut être valorisé en l'associant à une matrice cimentaire qui lui confère une résistance mécanique. Dans un travail antérieur, Kammoun et Trabelsi (Kammoun et Trabelsi,2018) ont étudié l'effet sur la résistance mécanique de l'incorporation d'une petite quantité de paille qui ne dépasse pas 15 kg/m³ dans le béton. La résistance à la compression obtenue était supérieure à 22MPa.

Dans le travail actuel, nous envisageons d'augmenter la quantité de paille ajoutée au béton afin d'améliorer ses capacités d'isolation thermique. Les quantités de paille considérées sont respectivement 10, 38, 65, 95, 116 kg/m³.

2. Identifications des matériaux utilisés

Dans cette étude, la paille est introduite dans un mélange de sable, de gravier, de ciment et d'eau.Le ciment utilisé est un ciment CEM I 42,5 N, le sable est de granulométrie 0/2,5 mm provenant de la carrière de Khelidia et le gravier (4/12 mm) provient de la carrière de Jebel-elwost. Les mesures de la masse volumique réelle des granulats utilisés sont illustrées dans le tableau 1 :

Tableau 1: Masse volumique absolue de granulats

Masse volumique sable	2666 kg/m^3
Masse volumique gravier	2770 kg/m^3

Les paillesd'avoineutilisées, de diamètre moyen de 3 mm, sont découpées manuellementen morceaux de longueur moyenne de 2 cm (Figure 1).



Figure 1: Pailles découpées

Afin d'améliorer le comportement de la paille introduite dans le béton, la paille est traitée à l'eau chaude. Le traitement consiste en une immersion complète des pailles dans une eau chauffée à 80°C pendant 3 minutes avant son utilisation dans le béton. Ceci est dans l'objectif de supprimer la

présence de sucres hydrosolubles. Après avoir retiré la paille de l'eau chaude, on procède à son séchage à l'aide d'un tissu en coton pour retirer l'eau de surface.

Un essai d'absorption/saturation d'eau dela paille est réalisé.Les résultats de l'essai d'absorption d'eau de la paille traitée sont présentés dans la figure 2.

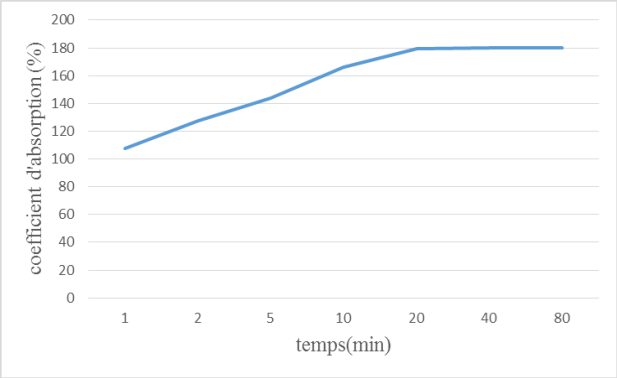


Figure 2 : Absorption d'eau de la paille non traitée en fonction du temps

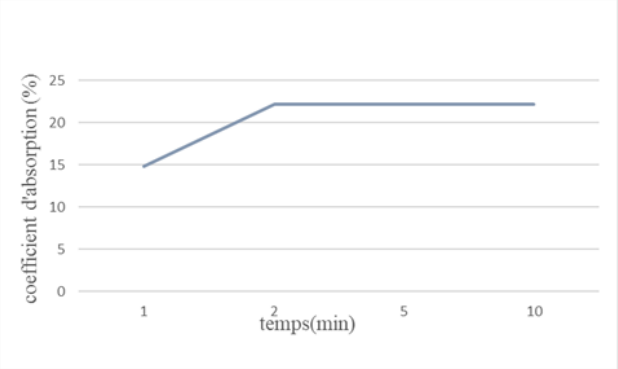


Figure 2: Absorption d'eau de la paille traitée en fonction du temps

La figure 2 montre que le coefficient d'absorption de paille non traitée est très élevé qui atteint 180% au-bout de 20 minutes. Le traitement de la paille permet de réduire d'une manière importante ce coefficient (figure3) qui ne dépasse plus les 25%. Ainsi, et après traitement à l'eau chaude, l'absorption d'eau persiste encore pendant deux minutes au-delà desquelles la paille n'absorbe plus d'eau.

En conséquence, et pour éviter tout risque d'absorption d'eau efficace durant le malaxage du béton, la paille traitée est immergée complètement dans l'eau pendant 2 minutes.

3. Etude de formulation des bétons

3.1. Composition du béton témoinC_0

La formulation C0 est celle d'un béton ordinaire sans ajout de paille, elle est considérée comme la formulation de base. L'ajout de paille se fait par substitution d'un volume de granulat par un volume équivalent de paille, tout en conservant le rapport de volume gravier/sable. Les quantités de paille considérées pour les formulations C1, C2, C3, C4 et C5 sont respectivement 10, 38, 65, 95 et 116 kg de paille traitée par m^3 de béton. La composition de chaque formulation est détaillée dans le tableau 1.

Tableau 2: composition de chaque formulation de béton de pailles

Formulation	Ciment (kg/m^3)	Gravier (kg/m^3)	Sable (kg/m^3)	Eau (l)	Paille (kg/m^3)
C0	400	1215	612	195	0
C1	390	1180	594	190	10
C2	377	1120	564	184	38
C3	325	945	446	159	65
C4	314	891	448	153	95
C5	289	802	403	141	116

4. Caractéristiques des bétons obtenus

4.1. Masse volumique du béton de paille

Juste après le démoulage, les éprouvettes ont été pesées pour déterminer la densité du béton. Après durcissement complet dans un bac d'eau et avant 24h de l'essais, les échantillons de chaque formulation sont sortis de l'eau. Au 28eme jours, les éprouvettesséchés dans une étuve à 105°C pendant 2 heures. Ce processus étaitnécessaire pour enlever la grande quantité d'eau absorbé par les pailles dans les échantillons à grand dosage de paille. Les résultats obtenus, récapitulés dans le tableau 3, confirme ce fait, en effet jusqu'à 18% de la masse des échantillons C5 est constitué d'eau.

Tableau 3: Densité de béton à l'état durci

Densité(kg/m^3)	C0	C1	C2	C3	C4	C5
Après démoulage	2430	2350	2295	2113	1988	1965
Après séchage	2420	2300	2200	2000	1720	1620

Nous remarquons aussi que la densité du béton de la formulation C0 n'a pas diminué significativement. Par contre, pour le béton contenant de la paille, une diminution de densité a été remarquée. En plus, plus la quantité de paille augmente, plus la densité du béton diminue après séchage. Cela peut s'expliquer par le fait que la paille retient une quantité importante d'eau.
La densité du béton obtenue en utilisant 116 kg/m³ de pailleest de 1620 kg/m³, cette densité est très inférieure au 2230 kg/m³ obtenue par Kammoun et Trabelsi en utilisant 15kg/m^3 de paille, ce qui est prévisible.

4.2 Résistance à la compression du béton de paille

Les essais mécaniques ont été réalisés aux échéances de 28 jours. L'essai de compression est fait selon la norme EN 12390-4. L'essai est effectué sur 4 épreuves cubiques de dimension 15×15×15cm^3. La valeur moyenne de la résistance à la compression du béton sans ajout de paille est de 50 MPa. Les résultats des autres formulations sont illustrés dans la figure 3.

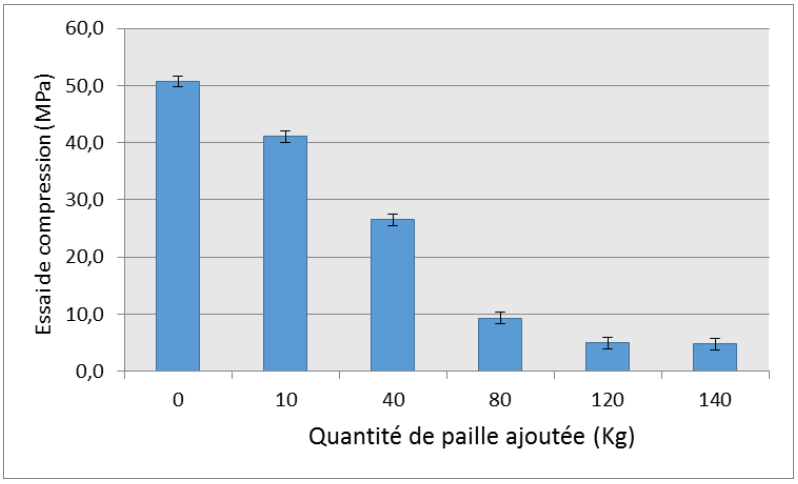


Figure 4: Résistance moyenne à la compression de béton de paille en fonction du dosage massique en paille

L'essai de compression réalisé sur les différents échantillons de béton montre que le pourcentage d'ajout des pailles dans le béton à un effet négatif sur la résistance à la compression du béton élaboré (Figure 3). Toutefois, pour les quantités de paille inférieures à 38 kg/m³, la résistance à 28 jours reste supérieure à 25 MPa, le béton ainsi élaboré peut être utilisé pour des éléments porteurs. En revanche pour la quantité de paille de plus de 65 kg/m³, la chute de résistance est importante et des valeurs inférieures à 10 MPa sont obtenues, mais ces valeurs restent tout de même supérieures à 2MPa même pour une quantité de paille de 116 kg/m^3, et donc le béton est utilisable pour des éléments de séparation.

L'une des principales raisons de la chute brutale de la résistance à la compression, est la quantité de vide introduite dans le béton. En effet la paille est un matériau poreuxet son utilisation introduit une quantité importante de vide ou d'airdans le béton.Une deuxième raison pour cette chute est l'infiltration d'une quantité de matière fine à l'intérieur de la paille, ce qui provoque une insuffisance de la quantité de fines dans le mélange béton-paille.

4.3 Résistance à la traction par flexion du béton de paille

Les essaisde la résistance à la traction par flexion sont effectués selon la norme NF EN 12390-5 sur des prismes de dimensions 7×7×28 cm^3. Pour chaque formulation, quatre éprouvettes ontété testées. Les résultats, illustrés sur la figure 4, montrent que l'ajout de paille engendre une diminution de la valeur moyenne de la résistance à la traction par flexion du béton. Pour les dosages 95 kg/m^3 et 116 kg/m^3, cette valeur est inférieure de 89% par rapport à celle du béton de référence C_0.

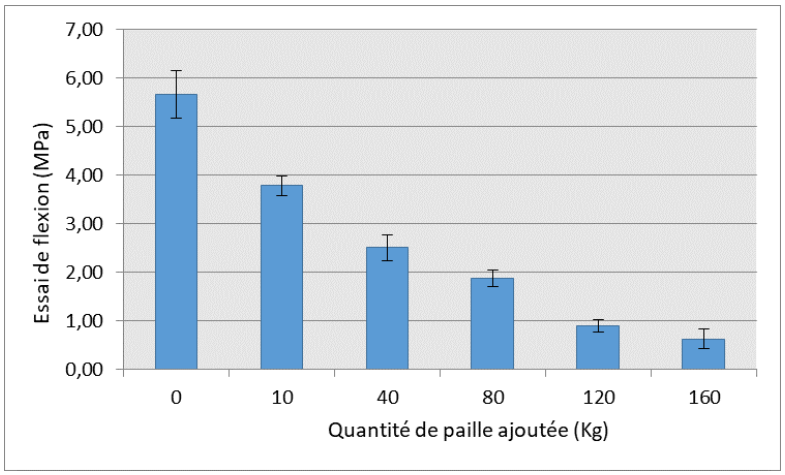


Figure 5: Résistance moyenne à la traction par flexion du béton de paille en fonction du dosage massique en paille

Cette diminution était prévue car la présence de paille augmente la porosité du béton d'où la création des zones de fragilité ce qui provoque cette chute. Cependant, le mode de rupture de l'échantillon, qui était initialement fragile pour la formulation C0, change avec l'ajout de paille.En effet, une fissure discrète apparaît dans l'échantillon de béton avec paille mais les deux parties de l'échantillon restent connectées l'une à l'autre comme le montre la figure 5. Ceci est dû à la présence de la paille qui maintient cette connexion entre les deux parties du béton.



Figure 3: Mode de rupture par flexion du béton témoin (à gauche) et de béton de paille (à droite)

4.4 Conductivité thermique du béton de paille

Pour la conductivité thermique, les mesures ont été effectuéessur des éprouvettes de dimension 5×5×30cm^{3}à l'aide d'un débitmètre thermique Fox 314 selon les normes ASTM C518 (ASTM, 2010) et ISO 8301 (ISO, 1991). Les échantillons ont été placés entre deux plaques planes dans une pile d'essai et un gradient de température a été établi sur l'épaisseur du béton. Pour chaque formulation, trois éprouvettes ont été testées.

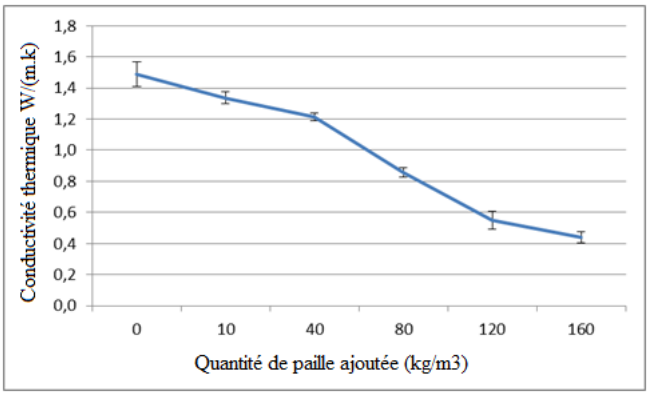


Figure 7: Courbe de mesure de la conductivité thermique

Selon la figure 6,la conductivité thermique du béton allégé par la paille diminue avec l'augmentation de la quantité ajoutée. Le taux de diminution est respectivement de 10.3 % et 18.6 % pour les formulation C1 et C2. Les formulations C3, C4 et C5 ont des caractéristiques meilleures que les formulations précédentes vis-à-vis de l'isolation thermique, avec des taux de réduction respectivement d'environ 42,5%, 63,1% et 70,5% par rapport à la formulation de base C0. Lorsque nous comparons la valeur de la conductivité thermique obtenue pour la formulation C5 (0,44 W.m^{-1}.K^{-1}) à d'autres matériaux tels que la brique qui possède une conductivité de l'ordre de 0,84 W.m^{-1}.K^{-1}, on peut déduire que le béton depaille est un bon isolant thermique.

5. Conclusion

L’obtention d’un matériau écologique à partir d’un déchet agricole fait l’objectif de différentes recherches dans le domaine de matériaux de construction. Une attention particulière est portée au déchet paille. L’objectif de ce travail était l’étude des propriétés mécaniques et thermiques du béton allégé par la paille.

Dans le cas de faible dosage en paille, le béton est principalement constitué de granulats rigides reliés entre eux par le liant. Le comportement se rapproche àcelui du béton témoin sans paille avec des bonnes résistances mécaniques à la compression et à la traction par flexion. Dans le cas de fort dosage en fibres végétales, le béton de paille possède des faibles résistances mécaniques.

Du point de vue du comportement thermique, l’augmentation de dosage en paille augmente la capacité d’isolation thermique du béton en diminuant sa conductivité thermique. Ainsi, l'utilisation de 160 kg/m^3 de paille a réduitla conductivité thermique de plus de 70 % par rapport à celle du béton témoin sans paille.

En conclusion, cette étude a permis d’investiguer les caractéristiques du béton fortement dosé en paille. Ce matériau est caractérisé par un bon comportement thermique, en plus de sa légèreté. Toutefois, ses performances mécaniques ne sont pas suffisantes pour permettre un usage dans une structure porteuse.

Références bibliographiques

Agence de promotion de l'industrie de l'innovation APII (2016). Conditionnement des semences de céréales et de légumineuses à grains. Bederina, M., Belhadj, B., Ammari, M. S., Gouilleux, A., Makhloufi, Z., Montrelay, N., & Quéneudéc, M. (2016). Improvement of the properties of a sand concrete containing barley straws–treatment of the barley straws. Construction and Building Materials, 115, 464-477.

Cantor, D. M., & Manea, D. L. (2015). Using wheat straw in construction. Pro Environment/ ProMediu, 8(21).

Chamoin, J. (2013). Optimisation des propriétés (physiques, mécaniques et hydriques) de bétons de chanvre par la maîtrise de la formulation (Doctoral dissertation).

Kammoun, Z., & Trabelsi, A. (2018). Mechanical characteristics of a classical concrete lightened by the addition of treated straws. Advances in Concrete Construction, 6(4), 375.

Shafigh, P., Mahmud, H. B., Jumaat, M. Z., & Zargar, M. (2014). Agricultural wastes as aggregate in concrete mixtures–A review. Construction and Building Materials, 53, 110-117.


sud
beton
“ Il est temps de voir
le béton autrement ”
sud beton
sud beton
sud beton
zarzis béton
SECIL
www.sudbeton.com.tn
QSE
e-mail: sudbeton.sfax@sudbeton.com.tn
Usine & Bureau: Route de Gabès km 9 - B.P. 61 Thyna 3083 Sfax- TUNISIE
Tél.: +216 74 289 881 - 74 289 885 - 74 289 814 / Fax: +216 74 289 815
Usine de Gabès: Zone industrielle 6000 Gabès - Tunisie / Téléfax: +216 75 279 222

SOBIG

شركة قلـــولـــو للخرســـانة المصنعـــة
SOCIÉTÉ DE BÉTON INDUSTRIALISÉ GLOULOU

- BÉTON PRÊT À L'EMPLOI
- ARMATURE POUR BÉTON
- AMÉNAGEMENT EXTÉRIEUR
- RÉSEAU D'ASSAINISSEMENT



Siége Social:: Route de Sousse, 4070 M'saken. Sousse - Tunisie
Tél.: +216 73 312 633 - Fax: +216 73 312 190
Mail: contact@sobig.com.tn

Bureau Tunis: Z.I Bir el Kasâa, el mourouj 2074 -Tunisie
Tél.: +216 71 384 611 - Fax: +216 71 384 833
Mail: contact@sobig.com.tn

www.sobig.com.tn

Sponsors des JNB'21









Laboratoire de Génie civil - Ecole Nationtale d'Ingénieurs de Tunis (LGC-ENIT)
& Association Tunisienne du Béton (ASTUB)
B.P. 37, Le Belvédère 1002 Tunis-Tunisie, Tél./ Fax : 00 216 71 87 57 26
E-mail : *contactastub@gmail.com*
Page web: *www.astub.org.tn/index.php/jnb/jnb-21*