ACTES DES

RUGC 2022



J.M. Torrenti
F. Taillandier
F. Becquart

Lille, 2022

Sommaire

BOUMEZBEUR KHALED, Mourad Khebizi, Mohamed Guenfoud : Étude numérique tridimensionnelle d'une Poutre P-FGM en utilisant la méthode des éléments finis	p1-5
Annabelle Moatty, Franck Sfiligoï Taillandier : Un jeu sérieux fondé sur un modèle Agent pour sensibiliser aux Solutions fondées sur la Nature pour gérer les inondations	p6-9
Zhanyong cao, Younes aoues, Didier lemosse : Reliability analysis of foundation-soil system for onshore wind turbine	p10-13
Jean-Patrick Plassiard, Mohamed SAIDI, Olivier PLE, William RODRIGUEZ : Structural assessment of a beam-columns structure – identification of close vicinity	p14-17
ILIES GUENDOUZ, Guenfoud Hamza, Khebizi Mourad, Guenfoud Mohamed, boumezbeur Khaled : Torsional behavior of FGMs beam using refined 1D beam theories	p18-21
Corinne CURT, Thomas Saint-Martin-Tillet, Aurélie TALON, Pascal DI MAIOLO : Développement d'une approche BIM (Building Information Management) pour un système multi-infrastructures : un outil pour l'amélioration de la sécurité des digues de protection contre les inondations	p22-25
Julien Waeytens, Thanh-Tung Ha, Vincent Feuillet, Kamel Zibouche, Simon Thébault, Rémi Bouchie, Véronique Le Sant, Laurent Ibos : Etude comparative de méthodes inverses pour l'identification in-situ de la résistance thermique de parois par des essais virtuels	p26-29
Farah KADDAH, Harifidy RANAIVOMANANA, Ouali Amiri, Emmanuel ROZIERE : Evolution of the microstructure and shrinkage of recycled aggregates during accelerated carbonation	p30-33
hassan DARWICH, GRAZIDE Cecile, JURKIEWIEZ Bruno : Comportement en flexion des poutres mixtes Composites-Bois	p34-37
hassan DARWICH, GRAZIDE Cecile, JURKIEWIEZ Bruno : Caractérisation en torsion des poutres mixtes Composite-Bois	p38-41
Coralie Redoules, Fabien Delhomme, Antoine Lernout, Elodie Prud'homme, Thibault Geoffray, Jostar Laforet : Moisture transfer in bio-based materials: Application to wood floors on a hempcrete screed	p42-45
Carole Adam, Franck Taillandier : Un jeu sérieux pour sensibiliser aux enjeux d'une mobilité urbaine durable	p46-49
Carole Adam, Alice Jacquier, Franck Taillandier : Simulation à base d'agents de stratégies urbaines pour une mobilité plus durable	p50-53
Nadia Tarifa, Zakaria Elyes Djamai, Frederic Duprat, Zakaria Elyes Djamai : Comportement des murs en maçonnerie renforcés avec des composites TRM	p54-58
Cécile Caudron, Franck Brachelet, Emmanuel Antczak, Nadine Locoge, Yves Andrès, Liselotte Tinel, Tamara Braish, Lucie Deroo, Thierry Langlet, Anh Dung Tran Le : Overview of the indoor air emissions from wood wool insulation	p59-62
Abdelhadi Bouchikhi, Mouhamadou Amar, Rim Bourich, Mahfoud Benzerzour, Walid Maherzi, Nor-Edine Abriak : Valorisation binaire de la poudre de verre et des déblais argileux calcinées flash par alcali-activation	p63-66

Jean Michel Torrenti : Evaluation du risque de fissuration due au retrait gêné des structures en béton	p67-70
Elie Mahfoud, Walid Maherzi, Mahfoud Benzerzour, Khadim Ndiaye, Salima Aggoun : Effet du sédiment de dragage et du rapport SiO2/Al2O3 sur la résistance et la porosité des mortiers « One part geopolymer »	p71-76
J. Verdier, S. Multon, H. Cagnon, A. Nehme : Harmonisation des techniques de mesure de la perméabilité au gaz en vue d'une exploitation in situ	p77-80
Zeinab Diab, Duc Phi Do, Sébastien Rémond, Dashnor Hoxha : Analyse stochastique de stabilité au cours de l'impression 3D des structures en béton	p81-84
Zeraoui A., Maherzi W., Benzerzour M., Abriak N-E. : Formulation of ternary binders based on flash-calcined sediments and ground granulated blast furnace slag	p85-88
Mourad Khebizi, Mohamed Guenfoud , Khaled Boumezbeur : Modélisation par la méthode des éléments finis 3D de la réponse statique des poutres à gradient fonctionnel	p89-93
Pascal Di Maiolo, Corinne Curt, Laurent Peyras, Remy Tourment, Bruno Beullac : Evaluation de la performance de digues comportant des infrastructures : méthode basée sur la formalisation des connaissances	p94-97
Franck Komi GBEKOU, Karim BENZARTI, Abderrahim BOUDENNE, Anissa EDDHAHAK, Julien YVONNET : Performances mécaniques et thermiques de mortiers cimentaires incorporant des matériaux à changement de phase (MCP)	p98-101
Bouchra Kouddane, Mehdi Sbartaï, Sidi-Mohammed Elachachi, Nouzha Lamdouar, Toufik Cherradi : Optimisation multi-objectif pour évaluer la résistance à la compression du béton par combinaison de techniques non destructives	p102-105
Khai Hoan TRAN, Saber Imanzadeh, Said Taibi, Hanène Souli, Jean-Marie Fleureau, Mahdia Hattab : Investigation of the influence of saturation degree on the cyclic behaviour of fine clear sand	p106-110
Paulo CLAUDE, Lucie SCHMITT, Frédéric DUPRAT, Thomas DE LARRARD, Jonathan MAI-NHU, Patrick ROUGEAU : Utilisation de la modélisation et de l'approche probabiliste dans le contexte normatif de la durabilité des ouvrages en béton	p111-114
Khai Hoan TRAN, Saber Imanzadeh, Said Taibi, Hanène Souli, Jean-Marie Fleureau, Mahdia Hattab : Effect of saturation degree on the behaviour of clear sand in very dense state	p115-119
Sandrine Braymand, Sébastien Roux, Florian Schlupp, Hugo Mercado Mendoza : Carbonatation accélérée de granulats de béton recyclé – Évolution des propriétés selon leur classe granulaire	p120-123
CHAIMAA JAAFARI, Oumayma Aboutaybi, Elhem Ghorbel : Prédiction numérique de l'effet de l'immersion dans l'eau sur l'adhérence composite-béton	p124-127
Hugo Thuilliez, Christophe Lanos, Annabelle Phelipot-Mardelé: Étude des cinétiques de durcissement et de retrait de géopolymères	p128-131
Ichrak HAMROUNI, Tariq Ouahbi, Said Taibi, Mehrez Jemai, Hatem Zenzri : Hygro-thermal properties of raw earth building material	p132-135
Komlan Renaud TEVI, Sidi Mohammed ELACHACHI, Alain COINTE : Etude probabiliste et de robustesse d'une structure en bois du patrimoine historique	p136-139

Danah Shehadeh, Thouraya Salem, Othmane Bouchenafa, Céline Florence : Valorisation de déchets de polyuréthane dans des mortiers	p140-143
Hugo Cagnon, Thierry Vidal, Nam Nguyen, Jean-Michel Torrenti, Alain Sellier : Fluage du béton et du béton précontraint à 20°C et 40°C	p144-147
Yunlu Hou, Pierre-Yves Mahieux, Philippe Turcry, jerôme Lux, Abdelkarim Aït-Mokhtar, Aurélia Nicolaï : Plateforme de recyclage de déchets inertes du BTP : un puits de carbone « gris » ?	p148-151
Rachid ZENTAR, Hongwei WANG, Dongxing WANG : Modeling of the Maximum Dry Density of Treated Dredged Sediments	p152-155
Thouraya Salem, Joe Tannous, Sandrine Marceau, Othman Omikrine-Metalssi, Teddy Fen-Chong : Effet du stéarate de calcium et d'additions sur l'ouvrabilité et la résistance mécanique de mortiers d'acétate de cellulose	p156-159
Manh Duc Le, Thouraya BARANGER, Marie MICHEL, Elodie Prud'Homme : Etude des variations dimensionnelles à jeune âge d'une matrice minérale à base de liant ettringitique.	p160-164
HONGWEI WANG, Rachid ZENTAR, Dongxing WANG : Compaction and compression strength properties of the solidified dredged sediments with various binders	p165-168
Juliette Dupire Robin Dupire, Anne-Solenn Le Hô, Sigrid Mirabaud, Charlotte Chastel-Rousseau, François Pernot, Yannick Mélinge : Constat d'état, restauration et conservation d'un cadre doré du XIXe siècle – Stratégie mise en place pour un retour en exposition.	p169-172
Chafic Achour, Sebastien Remond, Naima Belayachi : Mesure du gonflement-retrait des granulats végétaux par analyse d'image	p173-176
Fouad BELAYALI, Walid MAHERZI, Mahfoud BENZERZOUR, nor-edine abriak : Application des fillers sédiments dans les asphaltes coulés	p177-182
Mohamad EL HAJJAR, Sylvain Bourgerie, Naima Belayachi, Fabienne Brulé-Morabiot : Impact des microorganismes sur le comportement des matériaux biosourcés : dénombrement, caractérisations mécaniques et thermiques	p183-186
Sana KHALED, Florence COLLET, Sylvie PRETOT, Marjorie BART : Influence de vitesse d'air sur la valeur tampon hygrique de matériaux de construction.	p187-190
Sara KOUBEISSY, C. A. DAVY, D. LAMBERTIN, V. BAROGHEL-BOUNY : Effect of formulation parameters on the performance of metakaolin based geopolymers	p191-194
Marwa EL YASSI, Ikram EL ABBASSI, Alexandre PIERRE, Yannick MELINGE : Influence d'inclusions de MCPs-l sur les propriétés thermiques du plâtre	p195-199
David Giovannacci, Yannick Mélinge, Pr, Jean Didier Mertz, Dr : Imagerie 3D au service de la restauration de l'Obélisque de la Concorde, Paris	p200-203
Vincent Dubois, Brahim Mazian, Isabelle Gosselin, Christophe Landry, Fabien Gosselet, Ludovic Chaveriat, Kawther Aguibi, Eric Wirquin, Patrick Martin : Mousse minérale isolante : développement d'une adjuvantation biosourcée	p204-207
Colin Lashermes, Orégane Bulou, Franck Taillandier, Cédric Baudrit, Corinne Curt, Christophe Fernandez : Formalisation et évaluation de scénarios prospectifs pour la mobilité urbaine	p208-211

Tristan Pestre, Emmanuel Antczak, Franck Brachelet, Didier Pallix, Quentin Lebonnois : La pierre naturelle de construction, étude des transferts de chaleur et d'humidité et analyse de cycle de vie	p212-215
Sam Ang Keo, Jean-Paul BALAYSSAC, Géraldine VILLAIN, Yannick F : Etudes sur le vieillissement accéléré du capteur de résistivité électrique noyé dans le béton	p216-220
Elhem GHORBEL, Mohammad Rafi RAFI, Safiullah OMARY, Amanullah FAQIRI : Effects of Mining Site Waste Marble on Concrete Fresh and Hardened Properties	p221-224
Mohammed NOUALI, Elhem GHORBEL : Propriétés thermiques et mécaniques des mortiers à base de terre excavée stabilisée	p225-228
aboutaybi oumayma, ELHEM GHORBEL : Effets de l'incorporation des déchets des mines de charbon sur les propriétés d'un MBE	p229-232
Japhet TIEGOUM WEMBE, Prosper PLIYA, Javad ESLAMI, Luc Leroy MAMBOU NGUEYEP, Albert NOUMOWE, et Jean-Marie Bienvenu NDJAKA : Effet du sable de rivière sur le comportement à haute température du béton de gneiss	p233-236
A. Boniface, J. Saliba, ZM. Sbartaï, N. Ranaivomanana, J. Verdier, J-P. Balayssac : Monitoring de l'endommagement du béton sous chargement thermique par la technique d'émission acoustique	p237-240
Lily WALTER, Gildas MEDJIGBODO, Laurent CLAUDOT, Yannick ESTEVEZ, Ouahcène NAIT-RABAH : Analyse du potentiel des terres de Guyane pour la construction	p241-244
Sergio Pons Ribera, Rabah Hamzaoui, Johan Colin, Benitha Vasseur, L : Etude à l'état frais des mortiers renforcés de fibres (MRF) à base de fibres végétales	p245-248
Husam Wadi, Sebastien Mercadier, Frederic Duprat, Thomas De L : Mechanical behavior of connections in timber gridshells structure	p249-252
Abdellatif ABIDAR, Rabah HAMZAOUI, Othmane BOUCHENAFA: La régénération de l'hydraulicité des matériaux de construction : Étude sur le C3S	p253-256
Florian Schlupp, Jonathan Page, Chafika Djelal, Laurent Libessart : Valorisation des cendres de biomasse d'une centrale à lit fluidisé dans un mortier	p257-260
Laurent Libessart, Djelal Chafika : Valorisation des huiles recyclées pour le décoffrage du béton – Etude des parements par analyses d'images	p261-264
Soukayna Talibi, Jonathan Page, Chafika Djelal, Mohamed Waqif: Élaboration des briques de terre compactée renforcées par des fibres d'algues rouges Gelidium Sesquipédale	p265-268
Mohammad ALMOKDAD, Rachid ZENTAR : Carbon footprint of dredged sediments and virgin aggregates in a road case study	p269-273
Adham AL RAHIM, Piseth HENG, Clémence LEPOURRY, Lucile GERARD : Caractérisation expérimentale du comportement statique d'une connexion innovante par encoches pour les planchers mixtes bois – béton	p274-277
Satah Nassar, Maroua Maaroufi : Influence du Ratio de Polystyrène Expansé sur les Propriétés d'un Béton	p278-281
BADI Fatima Zohra, BENSEBTI Salah Eddine, BELEBCHOUCHE Cherif, NGO Tien-Tong, KADRI El Hadj : Influence du Rapport "Eau/Ciment+Fillers" et de la Nature du Coffrage sur la Qualité des Parements des Bétons Autoplacants	p282-285

Anne Pantet, Briançon laurent, Taibi Said, Jacqueline Delphine, Varain K. : Fondations d'éoliennes sur sols traités.	p286-289
M. Balawi, K. Beck, N. Belayachi, X. Brunetaud : Elaboration et caractérisation d'un enduit à base de poudre de tuffeau et de chaux	p290-293
Sylvie Yotte : Evaluation de la capacité portante d'un pont maçonné	p294-299
Eva Quéheille, Anne Ventura, Michel Dauvergne, Lauredan Le Guen : Evaluer la performance environnementale de nouveaux produits de construction à travers une Analyse de Cycle de Vie prospective territoriale	p300-303
Ayoub DAOUDI, Javad Eslami, Javad Eslami, Anne-Lise Beaucour : Comportement à Haute Température des Blocs en Pierres Calcaires Utilisées dans les Monuments Historiques	p304-308
Abriak Y., Maherzi W., Benzerzour M., Rivard P. : Covalorisation des granulats de béton recyclés (GBR) et des sédiments de dragage pour une application en couche de forme	p309-312
Abdenour Khezzane, Elhem GHORBEL, Abdelhalim BENOUIS : Effet du dosage du ciment et de la taille des granulats sur les propriétés d'un béton drainant	p313-316
Paola ITA, Dominique Daudon, Sandra SANTA CRUZ, Nicola TAR : Comportement sismique des « pircas » péruviennes auto-construites	p317-320
Tiffany Desbois, Adélaide Feraille : Du matériau à l'ouvrage : de la base de données DIOGEN à l'outil de conception CIOGEN	p321-323
Hanan HAWI, Nasre-dine AHFIR, Huaqing WANG, Tariq OUAHBI, Abdellah ALE : Transfer of particles in fractured chalk: Experimental study on the Effect of flow velocity	p324-327
Mohamedou BRAHIM, khadim NDIAYE, Salima Aggoun, Walid : valorisation des sédiments de dragage dans la fabrication de briques de terre comprimées : étude des caractéristiques physiques et mécaniques	p328-331
Damien Gaudrel, Annabelle Phelipot-Mardele, Christophe Lanos : Valorisation de gypse recyclé dans la formulation de ciments sursulfatés	p332-335
Mohammed RACHEDI, Mohammed MATALLAH : Analyse exploratoire d'un modèle prédictif basé sur les réseaux de neurones artificiels pour l'évaluation du risque sismique d'un pont en béton armé	p336-339
Olivier MASTON, Tariq OUAHBI, Abdelali Dadda, Ahmad El Hajjar : Amélioration des propriétés mécaniques des sols argileux par biocalcification MICP	p340-343
Cédric Perez, Christine Lors, Liselotte Tinel, Marie Verriele : Evaluation de l'impact d'un béton végétal autoclavé sur la qualité de l'air intérieur	p344-348
Jana Daher, Joelle Kleib, Mahfoud Benzerzour, Georges Aouad : Development of a 3D printable mortar with flash-calcined sediment	p349-353
ANGELA FERRANTE : A new hybrid FEM-DEM approach for more realistic evaluation of masonry structures	p354-357
amani abdallah, Hassina Kada, Abdelwaheb Amrouche : Thermo-physical characterization of mortars made with uncontaminated marine sediments	p358-362
Lisa Monteiro, Nadia Saiyouri, Jacqueline Saliba, Humberto Yanez-Godoy : Développement d'un liant écologique par géopolymérisation des sédiments de dragage non-traités	p363-366

Lisa Monteiro, Nadia Saiyouri, Humberto Yanez-Godoy, Jacqueline Saliba : Optimisation par plan de mélange de la résistance mécanique d'un liant géopolymère à partir de sédiment de dragage	p367-370
Elodie Donval, Duc Toan Pham, Ghazi Hassen, Patrick de Buhan, D : Essai de résistance au feu d'un mur de maçonnerie en pierre naturelle	p371-374
Alain Sellier, Pierre Morenon, Nathalie Domède : Computational performances optimization of a non-linear mechanical behaviour model for geomaterials	p375-378
G Bou Abdallah, C Diagana, J Assih, I. Titeux-Peth, I Ivanova, D Dontchev : Strengthening of structures by composite materials based on jute and flax fibers	p379-382
Camille Martin--Cavaillé, Alexandra Bourdot, Nassim Sebaibi, Rachid : Microscopic and chemical characterization of seashell co-products for valorization in cementitious materials	p383-386
Sandrine MARCEAU, Lucie Lacour, Fatma Yildirim, Fabienne Farcas : Impact de la variabilité de la chènevotte sur l'hydratation du ciment	p387-390
Fabrice Deby, Gabriel Samson, Marc Breidy, Jean-Luc Garciaz, Mansour Lassoued : Diagnostic de la corrosion du béton armé par la sonde DIACOR : étude numérique et expérimentale	p391-394
Matthieu PETTMANN, Anne-Lise BEAUCOUR, Javad ESLAMI, Tine TYSMANS, Dimitrios AGGELIS, Albert NOUMOWE : Caractérisation mécanique de bétons de granulats légers isolants soumis à des températures élevées	p395-398
Sarah Nassar, Jacqueline Saliba, Nadia Saiyouri : Potentiel de valorisation des sédiments de dragage dans des blocs de terre comprimée	p399-402
Sylvie YOTTE, Octavian POP, Anne MILLIEN, Pascal MAILLARD : Vers un R+4 en terre crue porteuse?	p403-407
Abdeslam BENAMARA, Alexandre PIERRE, Abdelhak KACI , Yannick MELINGE : Impression 3D dans des suspensions : économie de matériau et performances mécaniques	p408-411
A.Pierre , W. Zuo , E. Keita, F. Rouyer, N. Roussel : Fabrication additive de matériaux de construction par activation de lits de poudre : imbibition du fluide activateur	p412-415
Jad Asswad, Joseph Absi, Anne Millien, Christophe PETIT, Elio Ziade, Io : Impact des variations journalières de température sur les couches de surface des chaussées à fort taux d'agrégats issus du recyclage	p416-420
hao hong, T N Baranger : Identification d'une loi de comportement dissymétrique avec l'essai de fendage	p421-425
Lily DEBORDE, Christophe Lanos, Valentin Colson, Rodolphe Sonnie : Maîtrise et caractérisation de l'ignifugation de fibres de chanvre	p426-429
Naima Belayachi, Brahim Ismail, Yoann Broard : Propriétés effectives thermiques d'un bio-composite à base de tournesol	p430-433
Miriam Baumbach, Jean-martial cohard, dominique daudon : Confort thermique d'une construction terre : méthodologie d'étude pédagogique en Master 2	p434-437
Kévin Beck, Malek Balawi, Sarah Janvier-Badosa, Romain Janvi : Diagnostic d'altération sur les écuries du château de Chaumont-sur-Loire	p438-441

Moussa Ka , Laurent Molez, Benoit Bissonnette, Josée Duchesne, Christophe Lanos, Luc Courard : Retrait chimique et endogène de mortiers alcali-activés	p442-447
BERREDJEM Layachi, Molez Laurent, ARABI Nourredine : Gravier recyclé : influence de la qualité et la saturation sur les propriétés mécaniques et de durabilité des bétons sans sable.	p448-451
Roufaida ASSAL, Xuan Hong VU, Manal BOUASRIA, Emmanuel FERRIER : Comportement résiduel des poutres en béton armé (avec ou sans renforcement par TRC) exposées à haute température	p452-455
L. Adelaïde, P. Barthelemy, N. Blanchard, A. Bonnet, V. Bouteiller, M. Bouichou, R. Cherif, F. Cussigh, V. Da-Silva, P.-Y. Mahieux, J. Mai-Nhu, E. Marie-Victoire, M. Rakarabo, Ph. Turcry : Vieillissement naturel du béton armé : expérimentations in situ du PN PERFDUB	p456-459
Ali OSAIRAN, Bastien CHEVALIER, Rime CHEHADE : Sensitivity analysis in the modelling of debris flow with coupled CFD-DEM	p460-463
Méryl Lagouin, Didier Bire, Jean-Baptiste Bory, Philippe Evon, Laurent Labonne : Structuration d'une filière de valorisation transfrontalière des tiges de maïs et de tournesol pour la construction	p464-467
Mohammed EL YOUBI, Imad KADIRI : Contribution à l'étude du comportement des bétons confinés par CFRP	p468-472
Theodore Gautier Le Jeune Bikoko, Jean Claude Tchamba, Ngomen kouatchoua fanny gildas, Sofiane Amziane : Effect of pet plastic waste bottles on the strength (ucs) of stabilized soil brick	p473-476

Étude numérique tridimensionnelle d'une Poutre P-FGM en utilisant la méthode des éléments finis

Khaled Boumezbeur[1], Mourad Khebizi[2], Mohamed Guenfoud[3]

[1] *Département de génie civil, Université des Frères Mentouri, Constantine, Algérie*

[2] *Département de génie civil, Université des Frères Mentouri, Constantine, Algérie*

[3] *Laboratoire de Génie civil et d'Hydraulique, Université 8 mai 1945, Guelma, Algérie*

RESUME Dans cette communication, nous avons présenté une étude numérique tridimensionnelle du comportement mécanique d'une poutre en matériaux à gradient fonctionnel (FGM) sollicitée à la flexion simple. Les propriétés matérielles telles que le module de Young et le coefficient de Poisson de la poutre sont supposées être variées de façon continue à travers l'épaisseur selon la loi de puissance (P-FGM), les deux matériaux avec lesquels on a travaillé sont les métaux et les céramiques. Cette poutre FGM a été discrétisée par des éléments finis hexaédriques type C3D20R.
Les résultats numériques obtenus sont très satisfaisants et prouvent l'efficacité des éléments finis hexaédriques utilisés pour la modélisation tridimensionnelle.

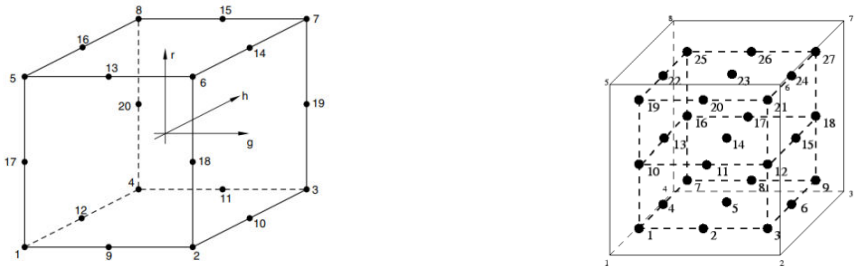
Mots-clefs Modélisation numérique, Poutre, P-FGM, Comportement statique, Eléments finis hexaédrique

I. INTRODUCTION

Le développement des matériaux composites a permis d'associer des propriétés spécifiques des différents matériaux au sein d'une même pièce structurelle, Les matériaux à gradient fonctionnel (FGM) se composent d'un mélange de différant matériaux généralement de deux matériaux (céramique et métal), La céramique dans une FGM offre une barrière des effets thermiques et protège le métal contre la corrosion et l'oxydation, et le FGM est dure et renforcé par la composition métallique. Les FGMs sont fabriqués de telle sorte que la composition des matériaux constitutifs varie progressivement dans un sens, d'une surface d'extrémité à l'autre, ce qui entraîne une variation douce de propriétés matérielles. Ces matériaux à gradient fonctionnel sont utilisés dans de nombreux secteurs industriels et dans plusieurs domaines d''ingénierie tels que l'aérospatiale, l'aéronautique, l'automobile, la défense et le biomédical.
En raison de la large application du FGM, plusieurs recherches ont été menées sur le comportement mécanique et thermique des FGMs, des études approfondies théorique et expérimentale ont été réalisées et publiés, sur la mécanique de rupture, la répartition des contraintes thermiques, le traitement des fissures des structures FGMs etc. Parmi les structures FGM, les poutres sont restées toujours les intérêts des chercheurs en raison de leurs applications. Des approches telles que l'application des théories à ordre élevé de déformation de cisaillement « HSDT » pour l'étude du comportement mécanique des poutres, la théorie des poutres Quasi-3D,

la méthode d'énergie, et la méthode des éléments finis, ont été effectuées, récemment Khebizi et al. (2019) ont étudié le comportement mécanique des poutres FGM par une méthode de modélisation tridimensionnelle basée sur la théorie exacte de Saint Venant, dans laquelle la déformation de la section de la poutre FGM est prise en considération. La majorité des ces approches basée sur des hypothèses simplificatrices.

Dans cette communication, nous avons présenté une étude numérique tridimensionnelle du comportement statique d'une poutre en matériau fonctionnellement gradué (FGM), l'élément fini hexaédrique type C3D20R a été utilisé lors de la présente étude. Cet élément caractérisé par 20 nœuds avec 27 points d'intégration (3x3x3), la numérotation des nœuds et le schéma des points d'intégration suivent la convention de la Fig 1.



a) Elément fini C3D20R à 20 nœuds (Élément de base iso-paramétrique)

b) Schéma des points d'intégrations 3x3x3 dans l'élément C3D20R

FIGURE 1. Elément fini 3D hexaédriques type C3D20R.

II. APPLICATION

Dans cette section nous avons étudié une poutre FGM simplement appuyée (L/h = 20 et b = 1 mètre) soumise à une charge uniformément répartie q=10 N/m (Fig 2). Elle est composée par deux matériaux, La surface inférieure de la poutre est supposée en aluminium (Al), tandis que sa surface supérieure est supposée en Alumine pure (AL2O3).

La distribution des propriétés du matériau sur l'épaisseur de la poutre FGM se fait par la loi de puissance (P-FGM), dans cette distribution le module de Young est donné par :

$$E(z)=E_b+(E_t-E_b)\times\left(\frac{z}{h}+\frac{1}{2}\right)^p \qquad (1)$$

Où p est l'exposant de la loi de puissance ; E_t et E_b désignent le module de Young aux surfaces supérieure et inférieure des poutres, respectivement.

Les propriétés mécaniques de l'aluminium sont $E_m = 70GPa$, et $v_m = 0.3$ et celles de l'alumine sont $E_c = 380GPa$ et $v_c = 0.3$

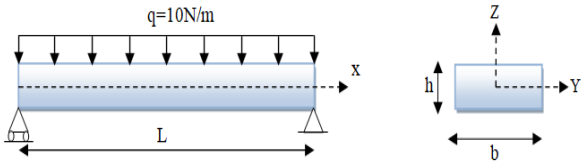


FIGURE 2. Poutre FGM simplement appuyée.



FIGURE 3. Maillage du modèle (Poutre P-FGM) 60 000 éléments C3D20R.

La poutre P-FGM a été modélisée dans ce travail à l'aide du logiciel Abaqus. La Fig 3, représente le maillage de la poutre constituée par des éléments hexaédriques type C3D20R, ce type d'élément caractérisé par 20 nœuds avec 27 points d'intégration.

III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

Le champ de déplacement vertical tridimensionnel de la poutre FGM est représenté par la Fig 4.

Les résultats du déplacement transversal de la ligne moyenne de la poutre (w), les contraintes normales σ_{xx} à mi-travée de la poutre FGM (x=L/2) et les contraintes de cisaillement transversal σ_{xz} au niveau de l'appui (x=0), obtenue par le logiciel Abaqus sont représentés sur les Figs 5 et 6 respectivement.

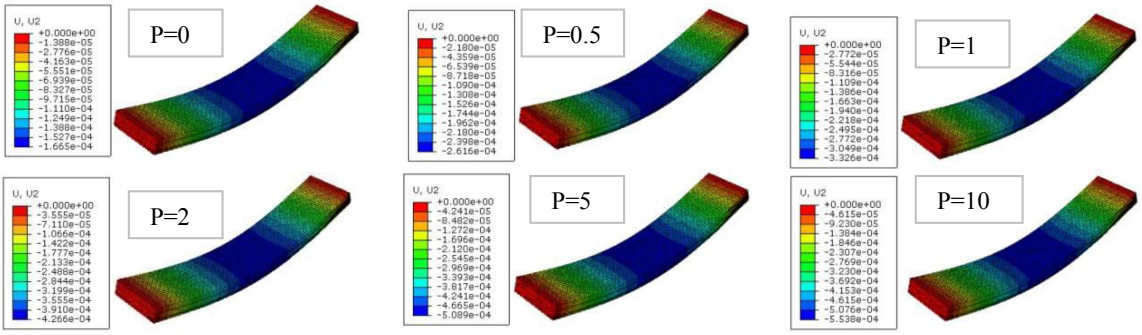


FIGURE 4. Champ de déplacement vertical tridimensionnel de la poutre FGM obtenu par Abaqus pour différentes valeurs de P.

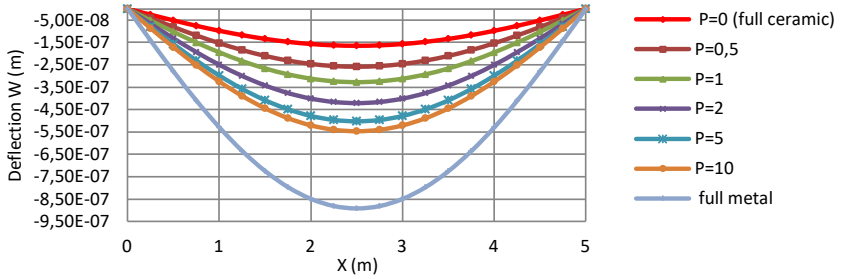
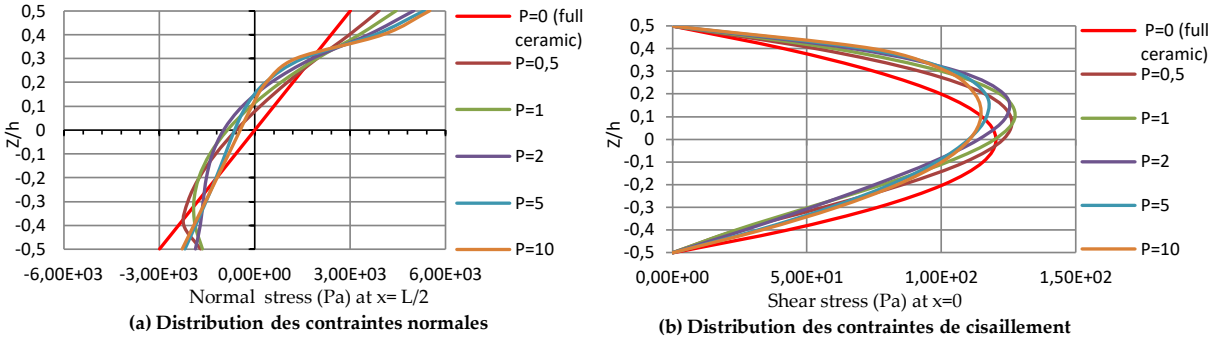


FIGURE 5. Déplacement vertical de la ligne moyenne de la poutre P-FGM.



(a) Distribution des contraintes normales (b) Distribution des contraintes de cisaillement

FIGURE 6. Distribution des contraintes normales σ_{xx} à mi-travée (à x=L/2) et des contraintes de cisaillement σ_{xz} au niveau de l'appui (à x = 0) à travers l'épaisseur de la poutre P-FGM.

la Fig 5 illustre le déplacement vertical de la ligne moyenne de la poutre P-FGM, où l'on voit que la flèche maximale est plus importante pour la poutre métallique et petite pour la poutre céramique ,on peut constater aussi que le déplacement transversal augmente avec l'augmentation du paramètre du matériau P de la poutre FGM, ceci est dû à l'influence du module de Young qui est élevé pour la céramique (P = 0), par rapport à celui du métal (P = + ∞).

La Fig 6 (a) montre la distribution des contraintes normales à travers l'épaisseur à mi- travée de la poutre FGM pour différentes valeurs de P, on constate que la variation de contrainte normale σ_{xx} n'est pas linéaire à travers l'épaisseur de la poutre FGM, par contre pour la poutre isotrope (céramique pure), la variation de la contrainte normale est linéaire, et les valeurs de contrainte de traction sont également supérieures aux contraintes de compression dans la poutre FGM. Nous avons également noté que pour la poutre en céramique pure, la valeur de la contrainte normale est nulle (σ_{xx}= 0) au plan médian (z/h = 0) mais on peut voir clairement que les valeurs de contraintes normales au plan médian de la poutre FGM ne sont pas nulles pour les autres cas (P ≠ 0).

On peut constater aussi dans la Fig 6 (b), que la distribution des contraintes de cisaillement σ_{xz} est parabolique et asymétrique à travers l'épaisseur de la poutre FGM et la valeur maximale de la contrainte de cisaillement situe à un point au-dessus du plan médian de la poutre FGM, mais dans le cas où la poutre est entièrement céramique (P=0), la variation des contraintes de cisaillement σ_{xz} est parabolique et symétrique à travers l'épaisseur de la poutre et la contrainte de cisaillement est maximale sur l'axe neutre de la poutre homogène.

IV. CONCLUSION

Dans la présente communication, nous étudions le comportement statique d'une poutre à gradient fonctionnel (P-FGM), en utilisant une modélisation numérique tridimensionnelle basée sur les éléments finis hexaédriques de type C3D20R implantés dans le code de calcul Abaqus. Les résultats obtenus montrent l'efficacité de notre modélisation tridimensionnelle, et peuvent être employés comme référence aux autres méthodes numériques.

REFERENCES

A. Mahi, E. A. Adda Bedia, et A. Tounsi. (2015). A new hyperbolic shear deformation theory for bending and free vibration analysis of isotropic, functionally graded, sandwich and laminated composite plates . *Applied Mathematical Modelling, vol. 39, no 9, p. 2489-2508, mai 2015, doi: 10.1016/j.apm.2014.10.045*

A. Paul et D. Das. (2016). Free vibration analysis of pre-stressed FGM Timoshenko beams under large transverse deflection by a variational method . *Engineering Science and Technology, an International Journal, vol. 19, no 2, p. 1003-1017, juin 2016, doi: 10.1016/j.jestch.2015.12.012*

Chikh Abdelbaki, Analysis of static behavior of a P-FGM Beam. (2019).*Journal of materials and engineering structures 6 (2019) 513–524*

H. N. Nguyen, T. T. Hong, P. V. Vinh, et D. V. Thom. (2019). An Efficient Beam Element Based on Quasi-3D Theory for Static Bending Analysis of Functionally Graded Beams », *Materials, vol. 12, no 13, p. 2198, juill. 2019, doi: 10.3390/ma12132198*

Mourad KHEBIZI, Hamza GUENFOUD , Mohamed GUENFOUD and Rached El Fatmi. (2019). Three-dimensional modelling of functionally graded beams using Saint-Venant's beam theory, *Structural Engineering and Mechanics,Vol. 72, N°. 2 , 257-273*

T. P. Vo, H.-T. Thai, T.-K. Nguyen, F. Inam, et J. Lee. (2015). Static behaviour of functionally graded sandwich beams using a quasi-3D theory , *Composites Part B: Engineering, vol. 68, p. 59-74, janv. 2015, doi: 10.1016/j.compositesb.2014.08.030*

T. Q. Bui et al. (2016). On the high temperature mechanical behaviors analysis of heated functionally graded plates using FEM and a new third-order shear deformation plate theory , *Composites Part B: Engineering, vol. 92, p. 218-241, mai 2016, doi: 10.1016/j.compositesb.2016.02.048*

Tsukamoto, H. (2014). Mechanical properties of zirconia–titanium composites. *International Journal of Materials Science and Applications, 3(5), 260-267*

« Twenty-node brick element (C3D20 and F3D20) ». *https://web.mit.edu/calculix_v2.7/CalculiX/ccx_2.7/doc/ccx/node29.html (consulté le juill. 27, 2021)*

Y.-H. Lee, S.-I. Bae, et J.-H. Kim. (2016) « Thermal buckling behavior of functionally graded plates based on neutral surface », Composite Structures, vol. 137, p. 208-214, mars 2016, doi: 10.1016/j.compstruct.2015.11.023

Ziou, H., Guenfoud, H., & Guenfoud, M. (2016). Numerical modelling of a Timoshenko FGM beam using the finite element method. *International Journal of Structural engineering, 7(3), 239-261*

Un jeu sérieux fondé sur un modèle Agent pour sensibiliser aux Solutions fondées sur la Nature pour gérer les inondations

Annabelle Moatty[1], Franck Taillandier[1]

[1] *UMR RECOVER (INRAE / Aix-Marseille Université) - 3275 route de Cézanne - CS 40061 – 13182 Aix-en-Provence Cedex 05*

RESUME De nombreux travaux (projets, articles, etc.) ont démontré l'intérêt des Solutions fondées sur la Nature (SfN) pour réconcilier prévention et développement durable, en particulier dans un contexte de changement climatique. Cependant, leur mise en œuvre concrète soulève notamment le problème de la réception sociale et de l'appropriation de ces infrastructures par les différents acteurs. Cela induit la nécessité d'inscrire les SfN dans une vision globale, participative et intégrée de la gestion des risques. L'enjeu est donc d'accompagner les différents acteurs dans un processus d'aide à la décision. C'est là le défi que s'est fixé le projet MANA qui vise à concevoir une démarche, un modèle et un outil, permettant de sensibiliser les parties prenantes aux SfN pour gérer le risque inondation. Pour cela, nous proposons la combinaison de deux approches : la modélisation Agent et le jeu sérieux. Le projet MANA donnera lieu à des expérimentations avec différentes collectivités.

Mots-clefs Inondations, Solutions fondées sur la Nature, Modèle Agent, Jeu Sérieux

I. INTRODUCTION

Les sociétés contemporaines sont confrontées à un large éventail de défis liés à la transition environnementale. Parmi ceux-ci se placent les enjeux liés à la gestion des risques "naturels" dans un contexte de changement climatique, induisant une évolution à la fois en termes de fréquence et d'intensité des aléas. Différentes stratégies de prévention structurelles et non structurelles sont envisageables pour faire face aux événements et à leurs conséquences. Les stratégies structurelles classiques sont fondées avant tout sur des actions de protection « dure », c'est-à-dire la construction d'un élément de protection anthropique (digue, paravalanche, etc.) ayant pour objectif de protéger un/des enjeu(x). Cette stratégie pose un double problème : *i)* d'une part, ces structures donnent souvent une impression trompeuse de totale protection aux populations (oubli du risque et développement urbain), *ii)* d'autre part, ces ouvrages ont un fort impact environnemental (dégradation paysagère, etc.). Une solution alternative serait d'avoir recours aux Solutions fondées sur la Nature (SfN). Les SfN sont « *des actions visant à protéger, gérer de manière durable et restaurer des écosystèmes naturels ou modifiés, pour relever directement les enjeux de société de manière efficace et adaptative tout en assurant le bien-être humain et des avantages pour la biodiversité* »

(UICN, 2016). Les SfN peuvent être combinées avec des stratégies structurelles classiques dans le cadre de "solutions hybrides".

L'objectif du projet MANA (Modéliser pour augmenter l'acceptabilité des solutions fondées sur la Nature) est de concevoir une démarche, un modèle et un outil, permettant d'accompagner et de nourrir une réflexion collective sur la mise en œuvre de SfN et solutions hybrides pour gérer les inondations. Pour ce faire, il est nécessaire d'intégrer tous les acteurs (techniciens, gestionnaires, décideurs, riverains) au processus décisionnel pour leur faire construire collectivement un projet d'aménagement. Nous développons donc une approche couplant la simulation Agent avec un jeu sérieux, qui prend appui sur un support tangible (une maquette 3D). Le territoire reproduit par la maquette est une ville virtuelle ('la Vita') qui s'inspire de Vitrolles et de La Ciotat. Ce choix repose sur deux piliers : *i)* la volonté de développer un outil transposable d'un territoire à l'autre, et *ii)* permettre aux joueurs de tester des stratégies « extrêmes » (comme la délocalisation d'enjeux par exemple), plus complexes à expérimenter sur le territoire vécu (Amalric *et al.*, 2017).

II. MODELE

Les modèles Agent sont particulièrement adaptés pour la réalisation de jeux sérieux informatisés. Ces modèles sont composés d'un ensemble d'entités autonomes, appelés agents, dont le comportement individuel répond à des règles lui permettant d'interagir avec les autres agents dans un environnement complexe et dynamique. Chaque agent a sa propre vision du système, capacité de décision et d'action. Leurs objectifs et intérêts peuvent être divergents et il n'y a pas de contrôle global du système. Un des avantages majeurs est de proposer une modélisation et une simulation explicite du comportement des agents, facilitant sa compréhension par les différentes parties prenantes (techniciens, habitants, gestionnaires, etc.). Ils sont particulièrement adaptés pour la modélisation des systèmes sociaux-techniques, et sont souvent couplés à des modèles géographiques permettant d'intégrer ainsi un environnement réaliste (Taillandier *et al.*, 2019).

Nous avons développé dans le cadre du projet MANA un modèle Agent appelé SiFlo (Simulation of Flood) (Taillandier *et al.*, 2021) qui intègre un système d'informations géographiques (SIG) et le modèle cognitif Behaviour Emotions and Norms – BEN (Bourgais *et al.*, 2020) qui permet de simuler les comportements des habitants face à l'inondation (protéger ses biens, s'enfuir, alerter d'autres personnes, etc.). L'intégration native des SIG et la compatibilité du modèle avec des outils de génération de population synthétique (Chapuis *et al.*, 2018) le rend adaptable à tout territoire. SiFlo a été appliqué sur la ville de La Ciotat pour en valider les principes et en mesurer l'intérêt. Ce modèle permet aussi de tester différentes stratégies de gestion du risque en combinant différents types d'actions structurelles, qu'elles soient grises ou SfN. En s'appuyant sur un ensemble d'indicateurs prenant en compte les différentes dimensions de la durabilité (économie, société, environnement), SiFlo permet d'évaluer l'apport et les co-bénéfices des SfN. A travers la simulation de plusieurs scénarios, le modèle rend compte de l'efficacité des différentes actions face à des aléas d'intensités variées, et met en lumière des effets de seuil (une action très efficace jusqu'à un certain niveau d'eau puis ensuite très peu efficace, voire négative).

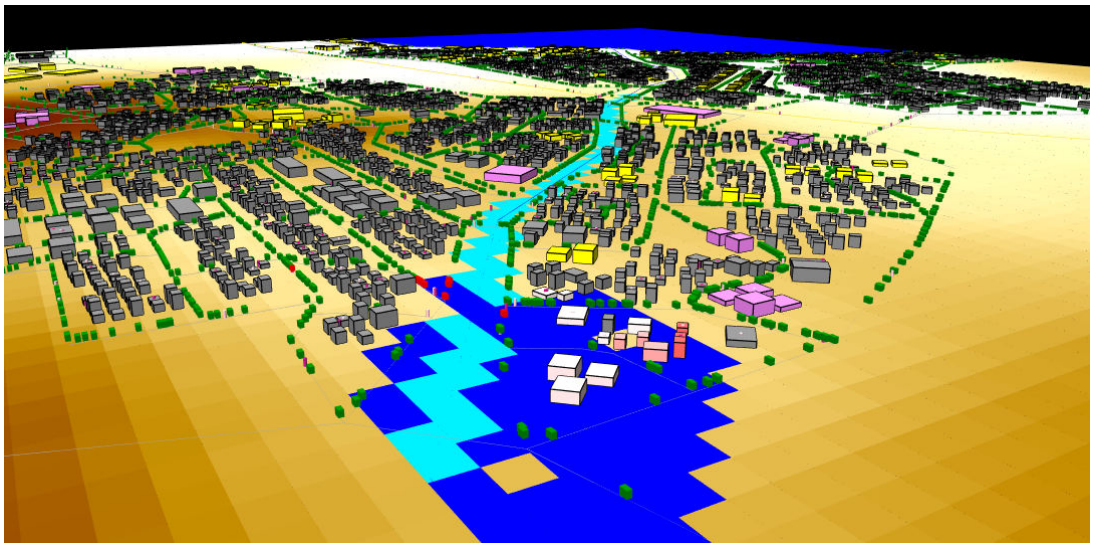


FIGURE 1. Extrait d'une simulation d'inondation à 'La Vita' avec GAMA

III. JEUX SERIEUX

Les modèles Agent peuvent prendre place dans un dispositif de jeu sérieux. Les jeux sérieux qui nous intéressent ont pour objectif de mettre les joueurs en situation de conflit entre des intérêts divergents, qu'ils doivent gérer tout en étant soumis à des règles (Sauve *et al.*, 2007). Ils sont développés à des fins pédagogiques et présentent l'intérêt majeur de créer un espace d'échanges et d'interactions entre les participants, capables de générer des apprentissages sociaux qui facilitent la mise en œuvre d'actions collectives (Becu, 2020). Ces apprentissages sont issus « d'une succession de retours réflexifs » à la fois fournis par les conséquences des décisions et actions des joueurs sur le jeu et la simulation, ainsi que sur les autres joueurs (Amalric *et al.*, 2017). Les jeux de rôles sont des outils qui s'adaptent à différents types d'acteurs et qui permettent, tout comme les modèles Agent, l'exploration de différents scénarios au sein desquels certaines décisions sont à la fois d'origine humaine (les joueurs), et d'origine computationnelle (le modèle Agent).

Dans le jeu Sim-MANA les joueurs incarnent l'un des cinq rôles suivants : Équipe municipale, Services techniques, Syndicat de l'environnement, Représentant des habitants et Représentant des commerces et entreprises. A chaque tour (qui représente une année), les joueurs prennent connaissance de la situation au travers de la maquette 3D et des indicateurs. Selon leurs rôles, les joueurs choisissent les projets qu'ils souhaitent porter parmi un panel de 18 projets différents qui peuvent être des SfN, des solutions grises, mais aussi des actions liées à l'aménagement (densification de l'urbanisation, délocalisations, etc.). Un joueur qui souhaite porter un projet doit le présenter devant les autres au sein du Conseil Municipal, et les projets qui sont sélectionnés sont alors mis en œuvre et implémentés dans la simulation. On simule ensuite un événement d'inondation – projeté sur la maquette – dont l'intensité varie de la crue décennale à centennale. Les indicateurs sont réévalués après l'évènement pour tenir compte de l'évolution de la situation (projets entrepris, déroulement de l'inondation, etc.). Le jeu s'étale ainsi sur quatre tours, permettant aux joueurs de faire évoluer leurs stratégies. Le jeu prend place dans le cadre d'une séance qui se déroule selon trois temps : *i)* une présentation du jeu, du contexte de 'la Vita'

et la distribution des rôles, *ii)* le jeu lui-même et *iii)* le débriefing, moment réflexif qui permet de confronter l'expérience de jeu au vécu dans la réalité (Crookall, 2010).

IV. CONCLUSION

Le projet MANA qui vise à fournir des outils d'aide à la décision aux acteurs d'un territoire, à nourrir une réflexion partagée et à sensibiliser sur les SfN pour faire face aux inondations, associe un dispositif de jeu de rôle, un modèle de simulation de l'aléa et des interfaces tangibles. Le jeu est aujourd'hui en cours de finalisation et les interfaces tangibles sont en phase de conception. Les premières expérimentations devraient avoir lieu en 2022. L'enjeu sera alors d'évaluer le dispositif, sa capacité à faire comprendre, apprendre et réfléchir les différents acteurs. Trois terrains d'études ont été identifiés pour mener à bien ces expérimentations et valider l'approche (Vitrolles, La Ciotat et Auriol).

REFERENCES

Amalric, M., Anselme, B., Bécu, N., Delay, E., Marilleau, N., Pignon, C. and Rousseaux, F. (2017), "Sensibiliser au risque de submersion marine par le jeu ou faut-il qu'un jeu soit spatialement réaliste pour être efficace ?", *Sciences Du Jeu*, No. 8, available at:https://doi.org/10.4000/sdj.859.

Becu, N. (2020), *Les Courants d'influence et La Pratique de La Simulation Participative : Contours, Design et Contributions Aux Changements Sociétaux et Organisationnels Dans Les Territoires*, Habilitation à diriger des recherches, La Rochelle Université, February, available at: https://hal.archives-ouvertes.fr/tel-02515352 (accessed 19 January 2022).

Bourgais, M., Taillandier, P. and Vercouter, L. (2020), "BEN: An Architecture for the Behavior of Social Agents", *Journal of Artificial Societies and Social Simulation*, Vol. 23 No. 4, p. 12.

Chapuis, K., Taillandier, P., Renaud, M. and Drogoul, A. (2018), "Gen*: a generic toolkit to generate spatially explicit synthetic populations", *International Journal of Geographical Information Science*, Taylor & Francis, Vol. 32 No. 6, pp. 1194–1210.

Crookall, D. (2010), "Serious Games, Debriefing, and Simulation/Gaming as a Discipline", *Simulation & Gaming*, Vol. 41 No. 6, pp. 898–920.

Sauve, L., Renaud, L. and Gauvin, M. (2007), "Une analyse des écrits sur les impacts du jeu sur l'apprentissage", *Rev. Sc. Éduc.*, Vol. 33 No. 1, pp. 89–107.

Taillandier, F., Di Maiolo, P., Taillandier, P., Jacquenod, C., Rauscher-Lauranceau, L. and Mehdizadeh, R. (2021), "An agent-based model to simulate inhabitants' behavior during a flood event", *International Journal of Disaster Risk Reduction*, p. 102503.

Taillandier, P., Gaudou, B., Grignard, A., Huynh, Q.-N., Marilleau, N., Caillou, P., Philippon, D., *et al.* (2019), "Building, composing and experimenting complex spatial models with the GAMA platform", *GeoInformatica*, Vol. 23 No. 2, pp. 299–322.

UICN. (2016), *Définition Des Solutions Fondées Sur La Nature*, available at: https://portals.iucn.org/congress/fr/motion/077.

Reliability analysis of foundation-soil system for onshore wind turbine

Zhanyong cao[1], Younes aoues[1], Didier lemosse[1]

[1] *Insa-Rouen, 685 Avenue de l'Universite, Rouen, 76100, Seine-Maritime, France*

ABSTRACT With the progress of digital simulation and reliability analysis technology, it is accessible to deal with the foundation of the wind turbine and the surrounding soil as a system. By ANSYS software, a wind turbine foundation-soil system(WTFSS) model is established in this paper, and the AK-MCS method that can conspicuously lessen the demand of samples for reliability analysis is employed. Based on the reliability analysis results, the uncertainty incited by random field of reinforced concrete and soil materials will simultaneously raise the ultimate failure probability and serviceability failure probability of WTFSS.

Keywords wind turbine foundation, AK-MCS, random field, soil foundation system

I. INTRODUCTION

Traditionally, the design methods of wind turbine foundation are limited to empirical formulas and the structural design of the reinforced concrete foundation is separated from its bearing capacity design on soil (maunu et al., 2008),and the later is solved as a shallow foundation design problem. The interaction between soil and foundation is equivalent to a partial contact factor, and the relative displacement as well as friction between them are overlooked (svensson et al., 2010}. Through finite element method, the response of soil and foundation under the same load can be obtained simultaneously.

In our work, the model response S of WTFSS is defined as S=Hc+Hs+L , where Hc is the random field of concrete materials, Hs is the random field of soil properties, and L is the combined load composed of random loads in multiple directions(guo et al., 2019}. Moreover, its failure is a system behavior, As defined by the design strength of the foundation and the response of the structure, the tolerance resistance of the model is R=Rc∪Rs. Among them, Rc is the strength of reinforced concrete, Rs is the allowable working state of the structure.

Because the performance function of WTFSS is implicit, some methods that need the explicit limit state function of the structure are not feasible, such as FORM and SORM. The reliability analysis methods based on meta-models and active learning algorithm called AK-MCS is adopted in the following work(echard et al., 2011; fauriat et al., 2014).

II. Problem Statement

A combined load is applied on the top of the wind turbine foundation. Based on the geometry of V136-3.45/3.60 MW foundation, A finite element model for WTFSS with 10665 nodes and 10822 elements is established in ANSYS. Among them, the number of soil elements is 3871, and the concrete elements number is 6951. Both soil and foundation are modeled with plane strain elements. The 2d target element(tar169) and contact element(conta172) are used to model the interaction between the soil and the foundation. The augmented Lagrangian method is chosen as contact algorithm, and the friction coefficient of the contact surface is 0.67. Regardless of the plasticity of reinforced concrete, the constitutive model of soil is Drucker-Prager.

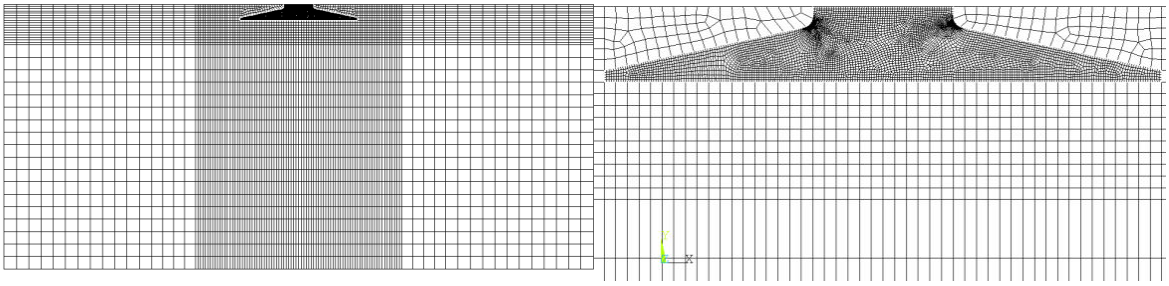


FIGURE 1. WTFSS elements in ANSYS

III. Results and discussion

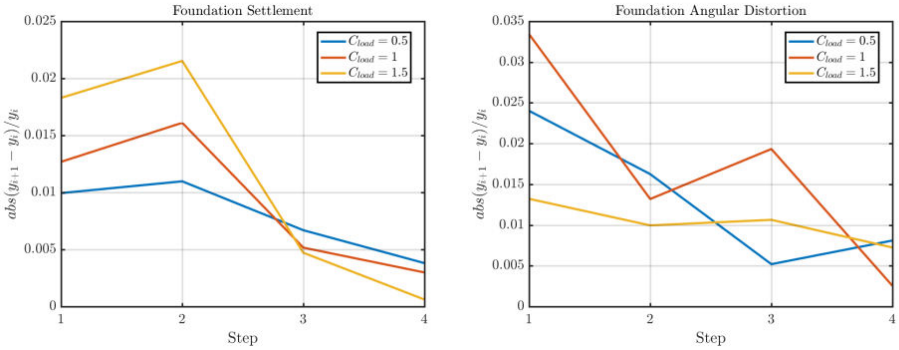


FIGURE 2. **Soil elements mesh size convergence process**

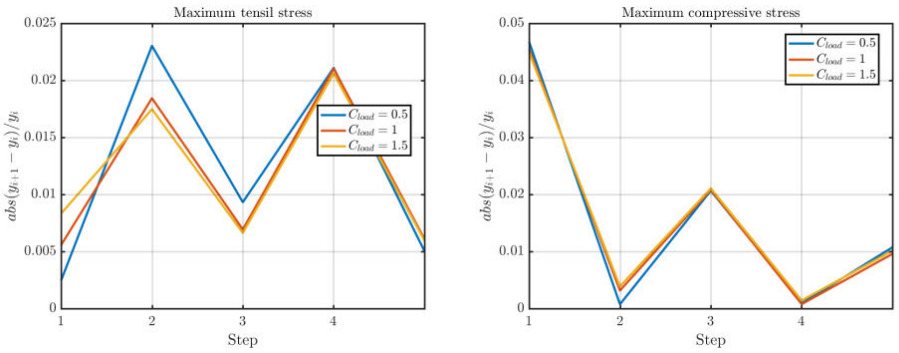


FIGURE 3. Concrete elements mesh size convergence process

Firstly, the size of concrete element mesh is fixed to 0.1 m, and a series of mesh sizes [1.5, 1.0, 0.6, 0.5, 0.3]m are applied to the soil element. In Fig. 2. At the 4th step, when the mesh size of soil is 0.5m, corresponding to three load levels, the convergence coefficient of the settlement is [0.0064, 0.0053, 0.0038], and the convergence coefficient of the angular distortion is [0.0052, 0.0189, 0.0089], which is less than 0.02. In that, it can be considered that the mesh size has reached the convergence threshold. For failure mode 1-2, the impact of size for concrete elements should be discussed, which is set as [0.3, 0.2, 0.15, 0.1, 0.08, 0.06]m.In Fig. 3, at the 5th step, the convergence coefficients are all less than 0.02. which means the mesh size is converged. Therefore, meshing concrete elements with 0.1m is good enough for the accuracy requirements.

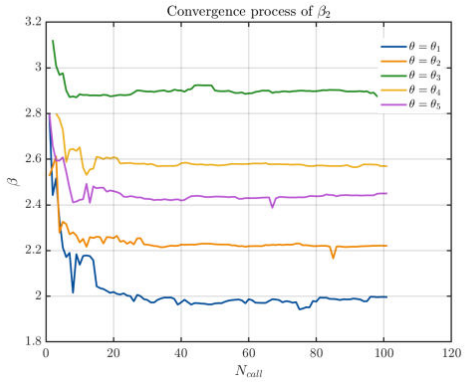
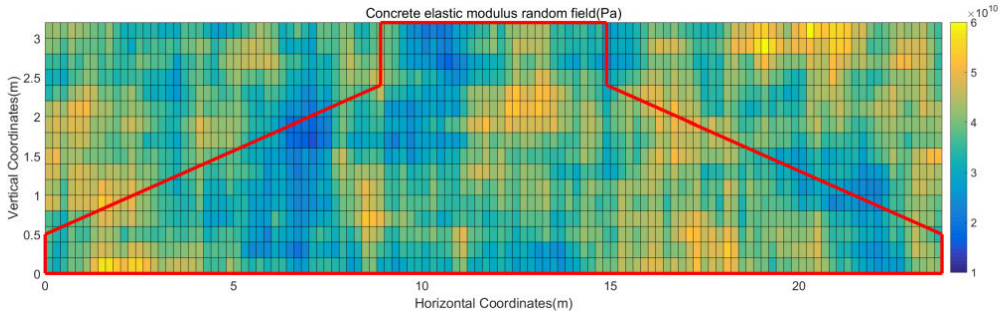


FIGURE 4. AKMCS convergence process for failure pattern 2 with different θ

For compression failure of concrete, the correlated distributed concrete Young's modulus will lead to obvious weak area within the foundation. If it is near the region where maximum stress happens, it will significantly increase the Pf. Based on analyzing the stress contour of simulations, it can be concluded that the maximum compressive stress inside the foundation only arises near the vertex of the fillet(8.9, 2.4)m. In Fig. 5, for the model(θ =θ1), the Young's modulus of concrete at the vertex is 4.96e4 MPa, which is the hardest part around. Especially, the Young's modulus is only 1.87e4 MPa near the point (7, 1.8)m. Therefore, the compressive stress inside the foundation will concentrate around the fillet part, which will greatly increase the possibility of failure. Model(θ =θ3) corresponds to an opposite case compared with θ =θ1, whose β=2.88 that is the largest among all cases.



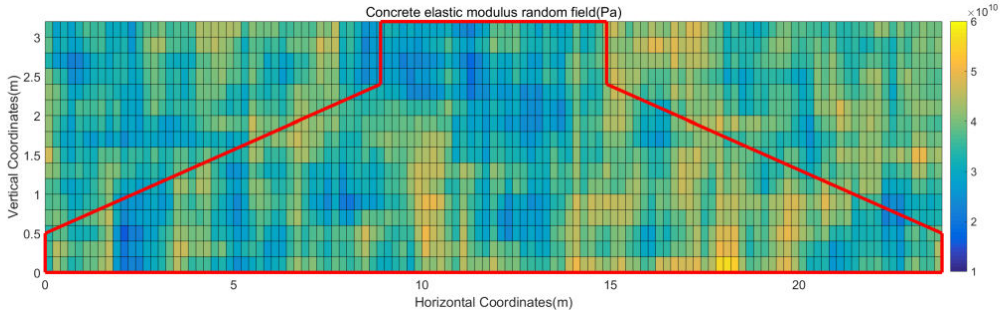


FIGURE 5. Concrete Young's modulus random field a. θ=θ1;b. θ=θ3

IV. Conclusion

It can be summarized that due to the large amount of reinforcement inside the foundation, its pf of tensile stress failure is zero when subjected to a combined load of bending, shear and compression. For V136-3.45/3.60 MW wind turbine foundation, because of the uncertainty caused by random material fields, the causes of system failure are mainly divided into two types: the compression failure at the foundation shoulder and the angular distortion of the foundation. By changing the random seed, it is found that different spatial organizations has a great influence on the ultimate and serviceability reliability of WTFSS.

In our future work, a method similar to image identification will be used to develop an active learning neural network meta-model based reliability analysis method for the study of enough random seeds.

REFERENCES

Maunu, P., 2008. Design of wind turbine foundation slabs. http://epubl.ltu.se/1402-1617/2008/128/LTU-EX-08128-SE.pdf

Svensson, H., 2010. Design of foundations for wind turbines. http://lup.lub.lu.se/student-papers/record/3566985

Guo, X., Dias, D., Pan, Q., 2019. Probabilistic stability analysis of an embankment dam considering soil spatial variability. Computers and Geotechnics , 113, pp. 103093. https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.103093

Echard, B., Gayton, N. and Lemaire, M., 2011. AK-MCS: an active learning reliability method combining Kriging and Monte Carlo simulation. Structural Safety, 33(2), pp. 145-154. https://doi.org/10.1016/j.strusafe.2011.01.002

Fauriat, W. and Gayton, N., 2014. AK-SYS: an adaptation of the AK-MCS method for system reliability. Reliability Engineering & System Safety, 123, pp. 137-144. https://doi.org/10.1016/j.ress.2013.10.010

Structural assessment of a beam-columns structure – identification of close vicinity

Plassiard J.-P.[1], Molon A.[2], Saidi M.[1], Plé. O.[1], Rodriguez W.[1,3]

[1] *Université Savoie Mont Blanc, LOCIE*

[2] *Université Grenoble Alpes*

[3] *Keops Ingénierie, Le Bourget du Lac*

RESUME In the context of sustainability, the durability of the refurbished buildings involves structural retrofitting also. But the assessment methods for evaluating the actual state of such structures are still in progress. For instance, vibrational methods use to define the structural state of a beams-columns structure, conflict with the interaction with vicinity effects. The present paper proposes to define the close vicinity of a structural element, in which most of the effect is gathered. Here, the study was undertaken on a small scale structure made of a single beam – several columns structure. An experimental sample, as well as the numerical model of such a structure, was undertaken. The numerical results indicated that the close vicinity reduces to the two adjacent spans on each side of the considered one. Beginning from one corner of the beam, the actual state of the structure can be totally identified from one span to the next. The experiment results are in good agreement with the numerical results, thuswise this method should be applicable to a damaged structure also.

Mots-clefs structural health monitoring, close vicinity, beams-columns structure, step by step determination.

I. INTRODUCTION

Two major structural failures occurred in the last years in France, with the collapse of a building in Marseilles and more recently with the seismic damages caused on old masonry houses in the town named Le Teil. These two events remind us that the possibility of a significant structural defect of buildings should not be neglected. This should be even more considered when the refurbishment of the building is planned. The current standards allow the improvement of a building comfort (energetics, acoustics, health) without structural requirement, as soon as the mass of the building does not change (EN 1998-1: 2004). As pointed out in (Bournas, 2018), this approach could lead to economical loss during a major earthquake. Without strengthening consideration, this could lead to the structural destruction or the detachment of thermal insulation of refurbished buildings. In that manner, it could even make more sense to take into account both thermal conditions and seismic zoning to decide whether thermal, structural or both retrofitting are required (Mistretta et al., 2019). On the other hand, the structural diagnosis of the current state of a building is still an ongoing work. The actual frequencies and mode shapes of a multi-storey building can be assessed with ambient vibrations (Hans et al., 2005). From this reference, a global

behaviour is targeted and the location of possible damages is not deducible from this technic. More recently, the effect of local damage on the behaviour of a structural element was carried out with accelerometers measuring ambient vibrations (Sentosa et al., 2019). Here, the damages are supposed to be concentrated in a finite number of points, which behaviour can be regarded as a plastic hinge, while the rest of the structure is assumed to be elastic. One issue of this method concerns the effect of the boundary conditions on the measured natural frequencies (Figure 1b). Interaction was observed between the natural frequencies of the studied element and the metallic frame if their values are close (Figure 1a). It seems that the deduced natural frequency does not correspond to the intrinsic frequency of the structure because of this vicinity effects. As a consequence, the intrinsic behaviour of the studied element is difficult to access. At the building scale, a huge number of accelerometers would be required to deduce the natural frequencies of the whole structural elements constituting the building. Hence, the study should be carried out in a partial area in turn. As a result, the same vicinity effects would bias the computed frequencies. An alternative method is required in order to establish these characteristics correctly.

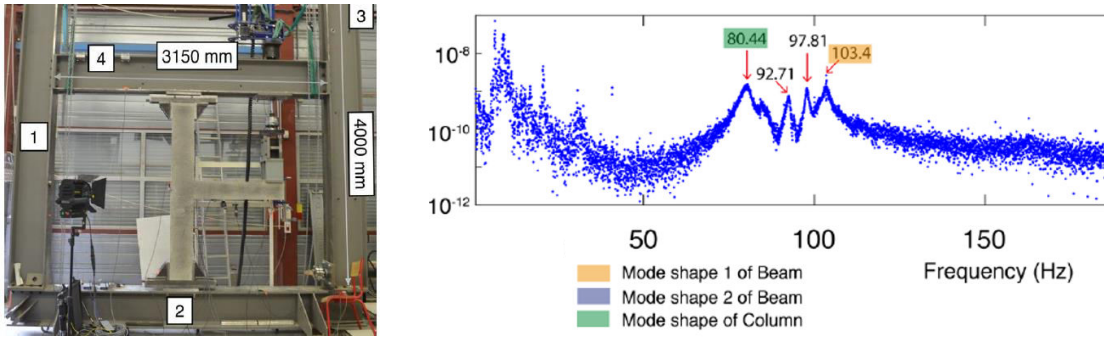


FIGURE 1. Experimental configuration and interaction of the metallic frame with the structural element.

II. DEFINITION OF A CLOSE VICINITY

A quasistatic method was elaborated here, as an alternative to the vibration method of identification. For the sake of simplicity, a concrete structure made of a single beam with 6 columns is considered next (Figure 2). The problem is bidimensional and the sizes chosen in the following are near to a 1:5 small scale of a real construction. The beam and columns sections are a square of side 60mm and their connections are assumed to be rigid first. The free parts of the beam and the columns are 550mm long. The columns are inserted on another bottom beam, whose section of 150 * 250 mm² ensure to behave as a fixed boundary condition. Let us consider a vertical load acting in the middle of the left span. This problem is close to the configuration of a continuous beam so that the effect of the loading becomes negligible far from the span on which the loading is applied. In other words, the loaded span is influenced by itself and by the part named “close vicinity”, while the rest of the structure can be neglected and considered as the “far vicinity” (Figure 2). This assumption is confirmed by modelling the corresponding structure with a finite element model. Five configurations were tested, from a single span to five spans, to capture the effect of the vicinity. In each case, the loading involves a vertical load of 500 N,

applied on the middle of the left-most span. For example, the case with three spans seems that two spans are neglected.

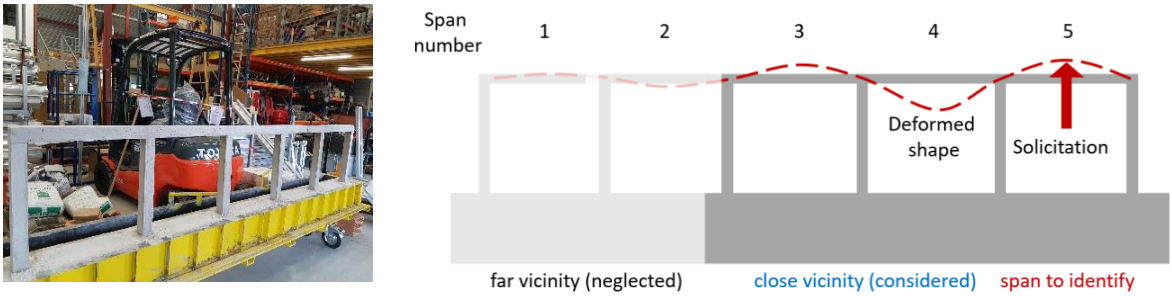


FIGURE 2. Beam-columns structure considered and definition of far and close vicinity.

Table 1 regroups the vertical displacement of the loaded point for each configuration. It shows that the relative variation of displacement is significant when considering a single or two nearby spans, while the effect of a supplementary span becomes tiny. Thus, the close vicinity involves the two adjacent spans located on each side of the considered span.

TABLE 1. Effect of the number of spans on the vertical displacement

Number of spans	Vertical displacement (mm)	Relative variation (%)
1	0,02932	-
2	0,02734	6,75
3	0,02688	1,68
4	0,02683	0,19

As a consequence, this method could be used to determine the current state of the right corner span, as in figure 2. Its characteristics are completely identified from the behaviours of span number 5 and spans number 4 and 3 also. Experimentally, this can be achieved if these three spans need to be instrumented simultaneously. Then, characteristics of the span number 4 are identified by considering the behaviour of span number 2, 3 and 4, as well as the intrinsic characteristics of the newly identified span number 5. Finally, a method from one span to the next is used to establish the complete state of the span and the structure.

The experimental study corresponding to figure 2 is planned shortly. This structure was carried out with a traditional concrete. A steel reinforcing cage was positioned in the bottom beam, while only one bar was inserted in the beam-columns structure. These bars of 6 mm diameter aim to avoid any shrinkage cracks. Moreover, they are positioned in the middle part of the section, to minimize their influence on the flexural behaviour. The bottom beam was clamped in four steel vices, which were laid on a flat floor in order to prevent the parasitic displacements. The applying load corresponds to a vertical load of 500 N, applied onto the middle of the right span, first. This small loading was chosen so that the displacements could be retrieved whilst avoiding any tensile crack occurrence. Digital image correlation (DIC) technic is used to determine the displacement shape (Vacher et al., 1999). At the current time, the first measurements were carried out. The efficiency of the DIC technics allows an accuracy of displacements measurement less than 2 µm.

The displacements computed along the beam confirm the presence of close vicinity that can be defined by the two first spans. However, the experiment still requires some improvement, as the displacements exhibit significant fluctuations, compared to the corresponding numerical model. Further investigations are required to establish the reasons of these variations.

III. PERSPECTIVES: APPLICATION TO A DAMAGED STRUCTURE

In the case of a damaged structure, with damage concentrated in a finite number of locations, the same method can be applied. Indeed, the damaged of the section at one place involves the relief of the flexural moment, so that the effect of the left part of the structure on the right one is reduced.

The characteristics of each span of the beam are assumed to be clearly identified, as no damage takes place on it. On the other hand, undetermined imperfections are represented by semi-rigid connections, which are assumed to be located in each connection. This one can be quantified with the fixity factor p (Sucuoglu, 1995) that could be identified by using a least square method Then, a nonlinear behaviour could be obtained with the creation of local notches in the beam. Damage detection method could be applied to retrieve the location of the corresponding defects, before quantifying them with the previous method. Then, vibrational methods are also planned to establish if close vicinity can be defined for dynamic loadings. If efficient, these technics could be used at building scale, to assess their current structural state. Finally, the effect of the damages on the close vicinity will be established.

IV. REFERENCES

Bournas, D.A., 2018. Concurrent seismic and energy retrofitting of RC and masonry building envelopes using inorganic textile-based composites combined with insulation materials: A new concept. *Compos. Part B Eng*. 148, 166–179. https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2018.04.002

Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance—Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1: 2004), 2004. , European Committee for Normalization, Brussels.

Hans, S., Boutin, C., Ibraim, E., Roussillon, P., 2005. In situ experiments and seismic analysis of existing buildings. Part I: Experimental investigations. *Earthq. Eng. Struct. Dyn. 34*, 1513–1529. https://doi.org/10.1002/eqe.502

Mistretta, F., Stochino, F., Sassu, M., 2019. Structural and thermal retrofitting of masonry walls: An integrated cost-analysis approach for the Italian context. *Build. Environ*. 155, 127–136. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2019.03.033

Sentosa, B.O.B., Bui, Q.B., Ple, O., Plassiard, J.P., Perrotin, P., 2019. Assessing Damage to Beam–Column Connections in Reinforced Concrete Structures from Vibrational Measurement Results. *Struct. Eng. Int*. https://doi.org/10.1080/10168664.2019.1581587

Sucuoglu, H., 1995. Effect of connection rigidity on seismic response of precast concrete frames. *PCI J.* 40, 94–102. https://doi.org/10.15554/pcij.01011995.94.103

Vacher, P., Dumoulin, S., Morestin, F., Mguil-Touchal, S., 1999. Bidimensional strain measurement using digital images. *Proc. Inst. Mech. Eng. Part C J. Mech. Eng. Sci.* 213, 811–817. https://doi.org/10.1243/0954406991522428

Torsional behavior of FGMs beam using refined 1D beam theories

Guendouz Ilies[1], Guenfoud Hamza[1], Khebizi Mourad[2], Guenfoud Mohamed[1], boumezbeur Khaled[2]

[1]Civil Engineering and Hydraulic Laboratory, University of Guelma, Algeria
[2]Department of civil Engineering. Mentouri University of Constantine, Algeria

Abstract: In this article, the torsional behavior problem of the functionally graded material (FGM) beam is investigated using refined 1D beam theories (RBTs) based on the 3D solution of Saint-Venant (SV). These RBTs/SV theories consider edge effects to describe the overall behaviour of the FGM beam. The kinematic model contains a set of deformations extracted from the 3D SV solution (Poisson's effects, out-of-plane deformations and distortions) which reflect the mechanical behaviour of the FGM beam in cross-section; These deformations lead to a consistent theory of the beam related to both the shape and the materials of the cross-section. Furthermore, to apply this theory and to study the beam problem, an easy-to-use tool called CSB (Cross-Section and Beam analysis) was used. The properties of the FGM beam vary through the thickness according to the power law distribution. The results obtained show that RBTs are able to describe the three-dimensional solution in terms of displacement and stresses in the inner space of the beam, compared to the SVBT theory, it is no longer valid to represent the central solution.

Mots-clefs: FGM, RBT, torsional, Young's modulus, power-law

I. INTRODUCTION

Functionally graded materials (FGMs) are among the new emerging materials in the engineering field. These materials have attracted a lot of interest from researchers because of their excellent mechanical performance. The application of FGM materials has increased in many areas of modern engineering and mechanics, such as aerospace, nuclear power, automotive, marine and biomedical engineering, due to the gradual and continuous change in material properties, which allows for improved strength, toughness and ability to withstand high temperatures. These materials are generally composed of a mixture of metal and ceramic, this can be achieved by switching from a ceramic medium to a metallic medium by continuously changing the volume fraction of the components involved. This continuous gradation is a good way to solve the problem of high transverse shear stresses when mixing two similar materials with a large difference in material properties, this difference makes it difficult to analyse the FGM beam and forecast its mechanical behaviour. It is therefore necessary to develop a suitable beam theory (RBT) that takes into account three-dimensional effects when using a one-dimensional model with cross-section distortion for beam analysis. Based on a non-classical theory, a new model of the functionally graded Euler–Bernoulli beam has been developed by Kahrobaiyan et al (2012), where mechanical properties vary through-thickness according to a power law. Hebbar et al (2020) employed shear deformation theories to examine the bending, buckling and vibration of FGM beams. Khebizi et al. (2019) studied the mechanical behavior of FGM beam, through the 3D Saint-theory Venant's model involving Poisson's effects and out-of-plane warping. Kang et al (2009), used large and small deformation theories to study the mechanical behavior of a non-linear

functionally graded-material (FGM) cantilever beam. Guendouz et al (2021) examined the analysis of the flexural-torsional behaviour of functionally graded material cantilever beam according to the refined beam theory (RBT).

II. Functionally Graded Material (FGM)

For the calculation of the Young's modulus E(y), we have the distribution of the power-law (P–FGM) and the exponential distribution (E–FGM); are given by Guenfoud 2019, and Khebizi et al. 2019 Eq. (1 et 2).

$$E(y) = E_b + (E_t - E_b) \times \left(\frac{2y+h}{2h}\right)^P \quad (1)$$

$$E(y) = A \times e^{B\times\left(y+\frac{h}{2}\right)} \text{ where } A = E_b \text{ , } B = \frac{1}{h}\ln\left(\frac{E_t}{E_b}\right) \quad (2)$$

III. Beam Problem (displacement fields)

The displacement fields studied in this paper are mentioned by (Khebizi et al. 2019. Naccache and El Fatmi 2018). In order, the equations represent the displacement fields of: SVBT (3), RBT (4) and RBT* (5).

$$U^{SVBT}(x,y,z) = \overbrace{\overbrace{u^e(z) + \omega^e(z) \wedge X}^{\text{rigid motion of the section}} + \overbrace{\sum_{i=1}^{6} X_i^e(z) U^i(x,y)}^{sectional\ strain}}^{} \quad (3)$$

$$U^{RBT}(x,y,z) = \overbrace{\boldsymbol{u}(z) + \boldsymbol{\omega}(z) \wedge \boldsymbol{X}}^{\text{rigid montion of the section}} + \overbrace{\sum_{k=1}^{p} \eta_k(z) M^k(x,y)}^{enrichment} \quad (4)$$

$$U^{RBT*}(x,y,z) = \overbrace{\boldsymbol{u}(z) + \omega(z) \wedge \boldsymbol{X} + \sum_{i=1}^{6} \alpha_i(z) \boldsymbol{M}_{sv}^i(x,y) + \sum_{j=1}^{m} \beta_j(z) \boldsymbol{D}_v^j(x,y)}^{shape\ of\ CBT\ displacement} \quad (5)$$

IV. Application

In this section, we study the cantilever FGM beam (L=1.2m, h=0.1m, b=0.1m) This beam is subject to torsional behavior resulting from pure torque (1KN) applied at the free end of the beam (see (figure 1)). By studying this beam the most important results obtained based on the 3D displacement fields are presented. The beam is composed of aluminum (AL: E_m =70 GPa, v=0.3); and Zirconia (Zero2: E_c= 200 GPa, v = 0.3).

The mechanical properties of the FGM beam change through the thickness. The top surface of the beam (y = + *h*/2) is pure Aluminum. whereas the bottom surface of the beam (y = − *h*/2) is pure Zirconia.

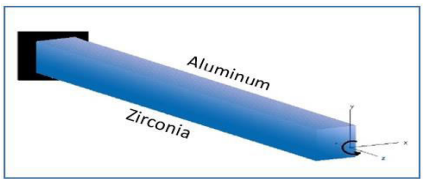


FIGURE 1. The equilibrium beam problem.

1. Cross- sectional analyses

The cross-sectional analyses of this FGM beam are performed by 2D-FEM using the CSection tool. Figure 5 shows the Poisson's ratio (red colour(a)) and the out-of-plane deformations (blue colour(b)) for the FGM cross-sections, the former being related to the axial force (N) and the bending moments (M_x, M_y), while the latter are related to the shear forces (T_x, T_y) and the torsional moment (M_t). Furthermore, 15 additional deformation modes (c), 10 in-plane (pink colour) and 5 out-of-plane (blue colour) for the cross-section of the FGM beam at P=3.

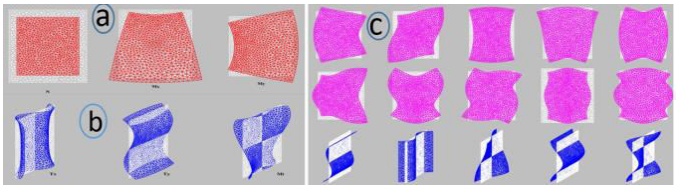


FIGURE 2. Cross-section deformations: Poisson's effects(a), out of plane warpings (b) and distortions(c) for the FGM sections P=3

2. Analysis of the torsion FGM cantilever beam

Table.2 presents the maximum torsional rotation of the FGM cantilever beam according to different displacement fields for different values of the power law exponent. The results obtained reflect a good description of the mechanical behaviour in terms of rotation of the FGM beam for all theories. It can be noted that the rotation of the pure ceramic beam is lower than that of the pure metal, while the rotation of the FGM beam is located between the ceramic and metal beams.

TABLEAU 1. Maximum torsional rotation for FGM cantilever beam according to different theories (10^{-3} rad)

Power-low expanate	**RBT**	**RBT***	**FEM**	**SVBT**
pure metal	3.1630	3.1630	3.1630	3.1710
P=1	1.6947	1.6947	1.7310	1.6990
P=3	1.4014	1.4015	1.4270	1.4049
P=5	1.3209	1.3211	1.3150	1.3243
pure ceramic	1.1070	1.1070	1.1070	1.1100

In this section, the results of the different theories (RBT, RBT*, and SVBT) are systematically compared for the shear effects of the FGM beam. Figure 3 shows a comparison between the shear stress domains at the embedding and at the middle of the beam for the homogeneous and FGM cases. We can remark the obvious difference of the shear stress fields provided by the RBTs and SVBT results at the embedding (Z=0), in terms of shape and values due to the enrichment of the displacement fields of the RBT theories, while the results are consistent far from the embedding (in the principal part of the beam). Figure 8 displays the variation of the axial stress along the beam for point A close to a section edge, and the variation of the shear stress for point B (the point where the shear stress is maximum for the SVBT) at the mid-section along the beam.

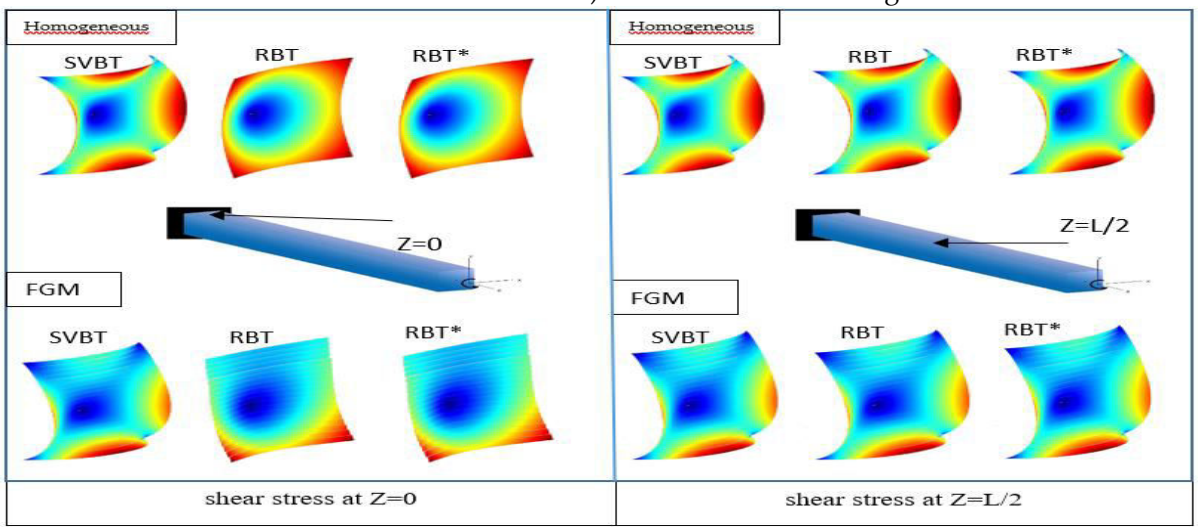


FIGURE 3. Shear stress fields at Z=0 and midspan Z=L/2. Comparison of RBTs and SVBT.

An inverse relationship between shear and axial stresses can be observed close to the embedding, where a decrease in shear follows an increase in axial stress and conversely. These results indicate that RBT and RBT* take into account the edge effects for a good description of the FGM beam, while SVBT is no longer valid to represent the central solution.

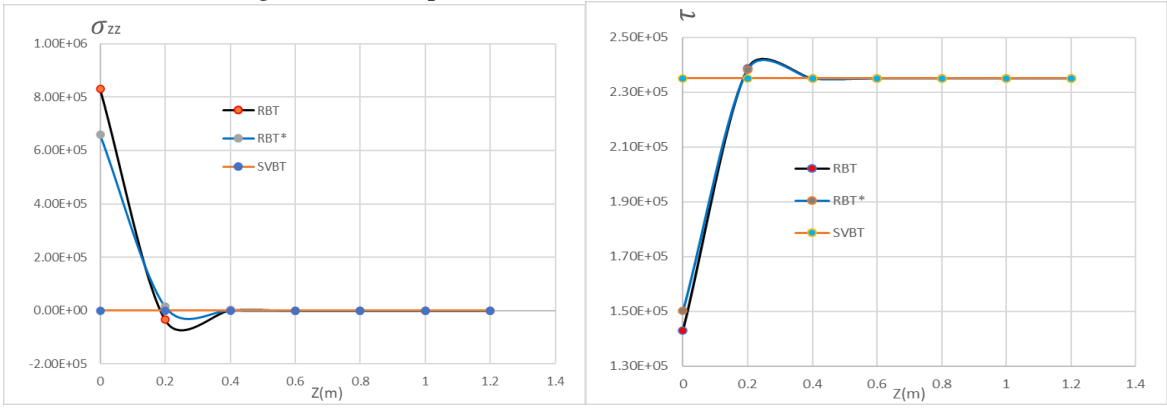


FIGURE 4. shear and Axial stresses variation along the FGM cantilever beam for the points (a) and (b). Comparison of RBTs and SVBT results.

CONCLUSION

In this article, the problem of the torsional behaviour of the functionally graded material (FGM) cantilever beam is examined using refined beam theories (RBTs) built on the three-dimensional Saint-Venant (SV) solution. These theories lead to the FGM beam that suits the nature of the cross-section in terms of shape and materials. The principal deformation modes of the cross-section are given by the enrichment of the displacement model (Poisson's effects, out-of-plane deformations and distortions), where these cross-section modes are derived from the 3D solution of SV.

It is clear that RBTs take into account the edge effects and can describe the elastic structural behaviour of the FGM beam and the 3D solution in terms of displacements and stresses along the beam (the inner space of the beam). As for the SVBT, it is no more valid to represent the central solution.

REFERENCES

Kahrobaiyan, M. H., Rahaeifard, M., Tajalli, S. A., & Ahmadian, M. T. (2012). A strain gradient functionally graded Euler–Bernoulli beam formulation. *International Journal of Engineering Science*, *52*, 65-76.

Hebbar, N., Hebbar, I., Ouinas, D., & Bourada, M. (2020). Numerical modeling of bending, buckling, and vibration of functionally graded beams by using a higher-order shear deformation theory. *Frattura ed Integrità Strutturale*, *14*(52), 230-246.

Khebizi, M., Guenfoud, H., Guenfoud, M., & El Fatmi, R. (2019). Three-dimensional modelling of functionally graded beams using Saint-Venant's beam theory. *Structural Engineering and Mechanics*, *72*(2), 257-273.

Kang, Y. A., & Li, X. F. (2009). Bending of functionally graded cantilever beam with power-law non-linearity subjected to an end force. *International Journal of Non-Linear Mechanics*, *44*(6), 696-703.

GUENDOUZ, I. (2021). Bending-torsional behavior analysis using a refined beam theory. *Academic Journal of Civil Engineering*, *39*(1), 59-62.

GUENFOUD, H. (2019). *Modélisation par éléments finis spéciaux des structures en matériaux à gradient fonctionnel* (Doctoral dissertation).

Naccache, F., & El Fatmi, R. (2018). Numerical free vibration analysis of homogeneous or composite beam using a refined beam theory built on Saint Venant's solution. *Computers & Structures*, *210*, 102-121

Développement d'un processus BIM (Building Information Modeling) pour un système multi-infrastructures en vue d'améliorer la sécurité des digues de protection contre les inondations

Corinne Curt[1], Thomas Saint-Martin-Tillet [1,2], Aurélie Talon[2], Pascal Di Maiolo[1]

[1] *INRAE, Aix Marseille Univ., RECOVER – 3275 Route Cézanne – 13182 Aix en Provence Cedex 5*

[2] *Université Clermont Auvergne - Polytech Clermont-Ferrand, Campus Universitaire des Cézeaux – 2, avenue Blaise-Pascal –TSA 60206 – CS 60026 – 63178 Aubière Cedex*

RESUME

Dans le contexte des ouvrages hydrauliques, le BIM (Building Information Modeling) est un processus efficace pour stocker, gérer des données, offrir des représentations multidimensionnelles, et exploiter ces données pour gérer ces ouvrages. L'objectif est ici de proposer un usage du BIM pour les digues de protection contre les inondations en tant qu'ouvrages pouvant supporter/intégrer d'autres infrastructures. Ces dernières peuvent être à l'origine de désordres au sein de la digue (par exemple, érosion interne en cas de fuite d'une canalisation d'eau). Une méthode a été développée et une application réalisée sur une digue réelle comportant plusieurs infrastructures (réseaux d'eau, d'assainissement, de gaz, d'électricité et de télécommunication). Une matrice rassemblant les données sur les infrastructures a été proposée. Elle comporte plusieurs champs : identification ; fonction et situation ; informations sur la pose ; caractéristiques de l'infrastructure ; données sur l'inspection, maintenance, réparation. La maquette 3D de la digue a été réalisée et les différentes infrastructures créées dans l'outil, chacune en tant qu'objet caractérisé par ses propriétés recensées dans la matrice de données. Une représentation précise du système {Digue + Infrastructures} est obtenue, avec une centralisation des données. La démarche participe à une amélioration de la gestion patrimoniale de systèmes multi-infrastructures et peut faciliter les échanges entre différents gestionnaires.

Mots-clefs : Sécurité des digues, BIM, Infrastructures, Représentation 3 D, Gestion des données et informations

I. INTRODUCTION

La prise de décision et la mise en place de stratégies efficientes de gestion patrimoniale dépendent fortement d'informations concernant les infrastructures et leur gestion. Les informations doivent

être collectées puis organisées, traitées, stockées, partagées et échangées entre parties prenantes. Des systèmes d'information sont mis en œuvre pour remplir ces tâches et fournir une vue intégrée des informations sur le cycle de vie de manière à garantir le bon fonctionnement des infrastructures. Le BIM en est un exemple ; il s'agit d'un processus de travail collaboratif, efficace pour stocker, gérer des données, offrir des représentations multidimensionnelles et exploiter ces données pour gérer la maintenance des constructions (géométrie 3D, temporalité, coûts, soutenabilité, cycle de vie et maintenance) (Bradley et al., 2016, Cavka et al., 2017, Farghaly et al., 2018, Wang and Liu, 2020). Il offre également un cadre de travail collaboratif entre différents gestionnaires par exemple. L'objectif est ici de proposer un usage du BIM pour les digues de protection existantes contre les inondations en tant qu'ouvrages pouvant supporter/intégrer d'autres infrastructures (réseaux d'eau, d'assainissement, de gaz, routes notamment). Ces dernières peuvent être à l'origine de désordres au sein de la digue (par exemple, érosion interne en cas de fuite d'une canalisation d'eau) (Di Maiolo et al., 2017, Ferrer et al., 2015). Dans ce travail nous considérons donc le système {Digue+Infrastructures} et nous réalisons une modélisation 3D.

II. METHODE

La méthode passe par plusieurs étapes (FIGURE 1. Approche développée) : définition des informations pertinentes et récolte auprès des gestionnaires de la digue et des différents réseaux (analyse de documents, interviews) ; analyse de la confidentialité des informations retenues ; exploitation des données de topographie, des réseaux ; interfaçage des différents logiciels tels que Revit pour la modélisation en 3D, Autocad pour les profils de digue, ou encore Dynamo pour la modélisation paramétrique ; validation auprès des gestionnaires. La charte BIM est rédigée afin de structurer la démarche de collecte, centralisation et diffusion des données.

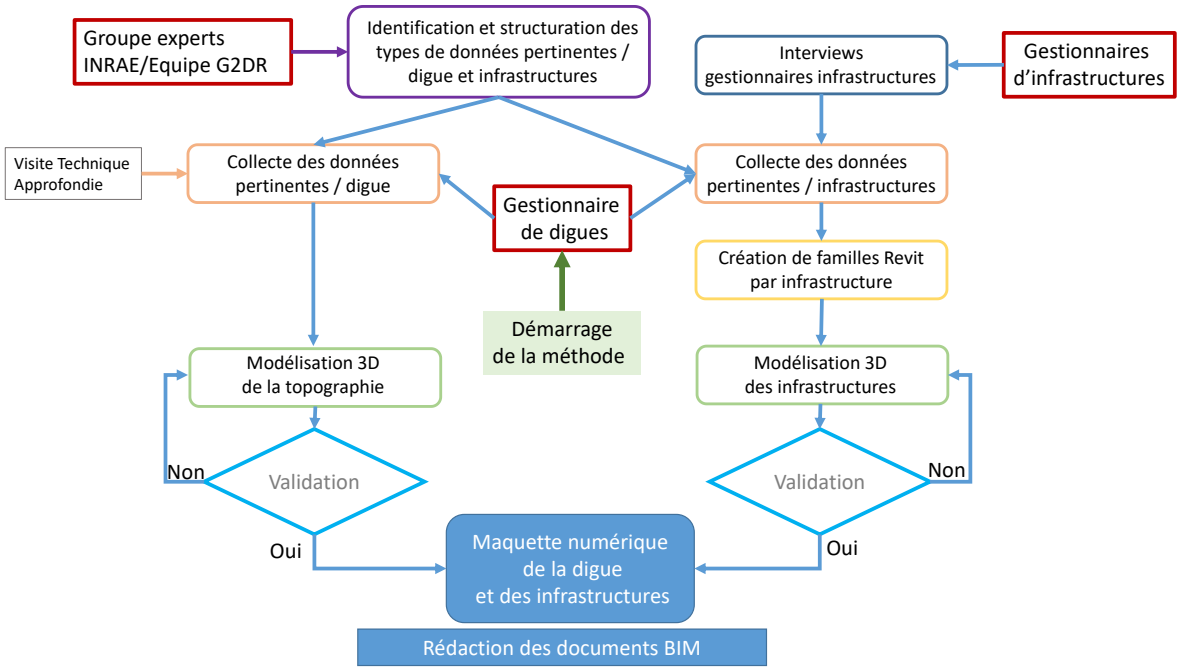
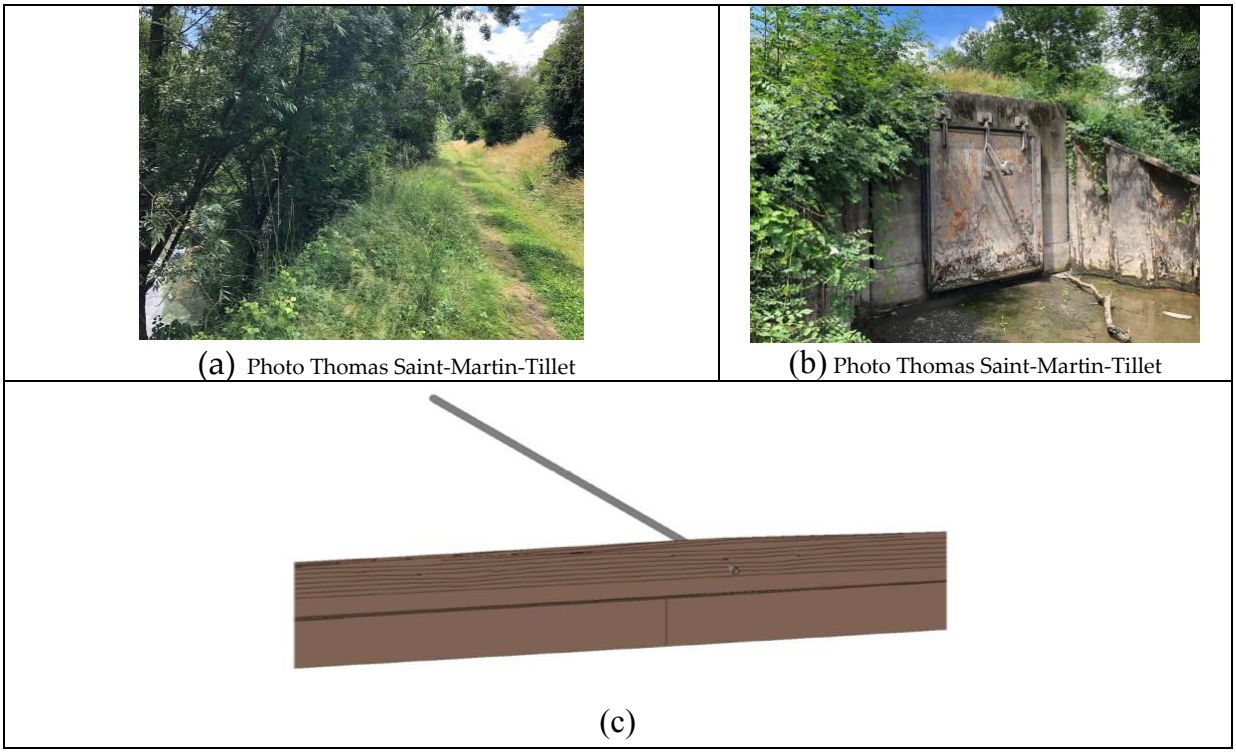


FIGURE 1. Approche développée

La maquette numérique est utilisée pour représenter la digue et les infrastructures ainsi que leurs interactions géométriques. Elle est également utile, actuellement, à la centralisation des informations relatives aux propriétés mécano-physico-chimiques de ces composants.

Les travaux ont été réalisés sur la Digue de Vernusson située dans le département du Maine et Loire (Figure 2a et 2b) en partenariat avec l'EP Loire. Cette digue (hauteur = 5 m ; largeur de la crête = 15 mètres ; tronçon de longueur 2 km environ) comporte plusieurs infrastructures traversantes ou longitudinales : réseau de gaz, d'assainissement, d'électricité, d'eau potable, réseaux de télécommunication. Ce remblai empêche les entrées d'eau de la Loire dans le casier de Vernusson, permettant de protéger les habitations, commerces et bureaux situés dans cette zone.



(a) Photo Thomas Saint-Martin-Tillet

(b) Photo Thomas Saint-Martin-Tillet

(c)

FIGURE 2. **(a) vue d'une partie de la digue – (b) présence d'un ouvrage d'évacuation des eaux pluviales – (c) représentation de la digue et de l'ouvrage d'évacuation des eaux pluviales**

III. RESULTATS

Une matrice rassemblant les données sur les infrastructures jugées pertinentes par le gestionnaire de digue a été proposée. Elle comporte plusieurs champs : identification (contacts dans l'entreprise gestionnaire de l'infrastructure) ; fonction et situation de l'infrastructure (réseaux traversants/longitudinaux, matériau transporté…) ; informations sur le chantier de pose ; caractéristiques de l'infrastructure (diamètre de la conduite, matériau constitutif…) et données sur l'inspection, maintenance, réparation.

La maquette 3D de la digue a été réalisée et les différentes infrastructures ont été créées sous forme de familles d'objets paramétriques caractérisés par leurs propriétés, recensées dans la matrice de données (Figure 3). Ainsi, une représentation du système {Digue + Infrastructures} est

obtenue avec une centralisation des données pertinentes (Figure 2c). Il est ensuite possible de réaliser des coupes longitudinales ou transversales du système, d'avoir à disposition des informations sur les infrastructures (diamètre, matériau…).

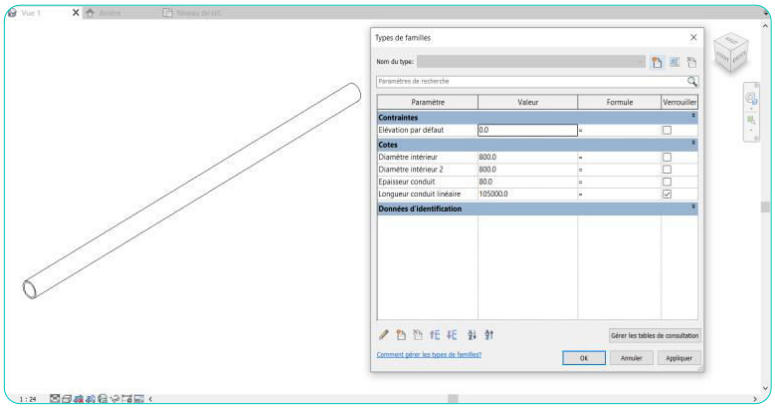


FIGURE 3. Modélisation d'un réseau de type famille paramétrique

IV. CONCLUSION

La démarche présentée participe à une amélioration de la gestion patrimoniale de systèmes multi-infrastructures. Ce processus peut faciliter les échanges entre différents gestionnaires (digue et infrastructures). La faisabilité de l'approche et son intérêt notamment pour les gestionnaires de digues ont été montrés sur un exemple réel. L'approche est générique et donc applicable à d'autres cas. La maquette numérique est par ailleurs complémentaire au SIRS Digues (https://www.france-digues.fr/sirs-digues/) qui fournit une représentation cartographique en 2D des données, sur de très grands linéaires : le BIM apporte dans un premier temps une précision en 3D pour certaines zones de la digue comportant des infrastructures. L'interopérabilité entre le SIRS Digue et la maquette numérique est en cours d'étude.

V. REFERENCES

BRADLEY, A., LI, H. J., LARK, R. & DUNN, S. 2016. BIM for infrastructure: An overall review and constructor perspective. *Automation in Construction,* 71**,** 139-152.

CAVKA, H. B., STAUB-FRENCH, S. & POIRIER, E. A. 2017. Developing owner information requirements for BIM-enabled project delivery and asset management. *Automation in Construction,* 83**,** 169-183.

DI MAIOLO, P., CURT, C. & PEYRAS, L. 2017. Dégradation des digues due à la présence d'infrastructures : recensement et classification des causes par la méthode des 5 M. *35èmes Rencontres Universitaires de Génie Civil de l'AUGC.* Nantes, France.

FARGHALY, K., ABANDA, F. H., VIDALAKIS, C. & WOOD, G. 2018. Taxonomy for BIM and Asset Management Semantic Interoperability. *Journal of Management in Engineering,* 34.

FERRER, L., CURT, C., PEYRAS, L. & TOURMENT, R. 2015. Impact des réseaux techniques sur la performance d'une digue – Analyse système et Modèle fonctionnel. *33èmes Rencontres Universitaires de Génie Civil.* Bayonne, France.

WANG, Z. M. & LIU, J. 2020. A Seven-Dimensional Building Information Model for the Improvement of Construction Efficiency. *Advances in Civil Engineering,* 2020.

Etude comparative de méthodes inverses pour l'identification *in-situ* de la résistance thermique de parois par des essais virtuels

Julien Waeytens[1], Thanh-Tung Ha[2], Vincent Feuillet[2], Kamel Zibouche[3], Simon Thebault[3], Rémi Bouchie[3], Véronique Le Sant[4], Laurent Ibos[2]

[1] *Univ Gustave Eiffel, IFSTTAR, Marne la Vallée, France*

[2] *CERTES, Université Paris-Est Créteil, Créteil, France*

[3] *Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), Champs-sur-Marne, France*

[4] *Laboratoire National de Métrologie et d'Essais (LNE), Trappes, France*

RESUME En France, le secteur du bâtiment existant représente environ 45% de la consommation d'énergie finale. Ainsi, d'importantes économies d'énergie peuvent être réalisées dans ce secteur. Un des leviers d'actions consiste à améliorer l'isolation des bâtiments. Pour cela, nous proposons une méthode active couplant mesures et modèles physiques afin d'identifier *in-situ* sur un temps court la résistance thermique de parois avant et après une action de rénovation. Dans ce papier, trois méthodes inverses sont proposées et comparées à l'aide d'essais virtuels sur des parois de type « isolation thermique intérieur » (ITI) et mono-mur. Les premiers résultats montrent que les modèles RC peuvent être utilisés afin d'identifier, avec une bonne précision et à moindre coût de calcul, la résistance thermique de parois ITI. Par contre, un modèle basé sur les équations de la chaleur en unidimensionnel doit être privilégié pour les parois mono-murs.

Mots-clefs thermique du bâtiment, résistance thermique, problèmes inverses, méthode active.

I. INTRODUCTION

En France, le gouvernement a fixé un objectif de réduction de la consommation d'énergie finale de 50% en 2050 par rapport à 2012. Avec 45% de la consommation finale d'énergie, le secteur du bâtiment existant représente un important gisement d'économie. Dans ce secteur, on peut citer trois principaux leviers d'actions : la rénovation des bâtiments existants, le contrôle optimal des équipements et la sensibilisation des usagers. Dans ce papier, on s'intéresse à la première action, *i.e.* la rénovation. Les enjeux portent sur le diagnostic thermique des bâtiments existants afin de détecter les bâtiments mal isolés et l'évaluation de l'isolation effective de la paroi suite à une opération de rénovation afin de s'assurer que les travaux ont été bien effectués. Pour cela, il est nécessaire de développer une stratégie pour l'identification rapide *in-situ* de la résistance thermique de parois. En pratique, il existe des équipements tels que la boite chaude gardée pour évaluer la résistance thermique d'une paroi en laboratoire. Concernant l'évaluation *in-situ*, des méthodes normalisées sont proposées comme la méthode *ISO-9869-1 :2014*. Cependant, ces méthodes s'appuient sur des hypothèses simplificatrices de stationnarité et sont très dépendantes des

conditions climatiques, car ce sont des méthodes passives. Dans ce papier, on propose une méthode active couplant mesure et modèles physiques pour l'identification *in-situ* sur des temps courts de la résistance thermique de parois. Une première validation numérique de la méthode est proposée via des essais virtuels sur un benchmark numérique.

II. Prototypage d'une méthode d'évaluation *in-situ* de résistance thermique de parois

A. Méthode active pour l'évaluation in-situ de la résistance thermique de paroi

A partir des travaux antérieurs *(Larbi Youcef et al, 2010)*, une méthode active a été proposée afin d'identifier la résistance thermique sur une période d'observation d'environ une journée. La face intérieure de la paroi est sollicitée de façon active via des lampes sur une surface de 60cm× 60cm. Côté instrumentation, les surfaces intérieure et extérieure de la paroi sont équipées de capteurs de température ainsi que de fluxmètres. Des capteurs de température sont également déployés à l'intérieur du bâtiment et à l'extérieur. Cet ensemble de capteurs permet d'avoir des informations sur les sollicitations thermiques (lampes, conditions climatiques extérieures, …) et sur la réponse thermique dynamique de la paroi. Un schéma du dispositif est donné sur la Figure 1.

Pour identifier les caractéristiques thermiques de la paroi et ainsi en déduire sa résistance thermique, des méthodes inverses (détaillées dans la section III.) sont mises en œuvre. Seule la température de surface de la paroi intérieure, mesurée au centre de la zone de la sollicitation active, est exploitée dans la fonctionnelle d'écart entre simulation et mesure pour le recalage des paramètres des modèles thermiques. Les autres mesures réalisées sont considérées comme des données d'entrée du modèle direct.

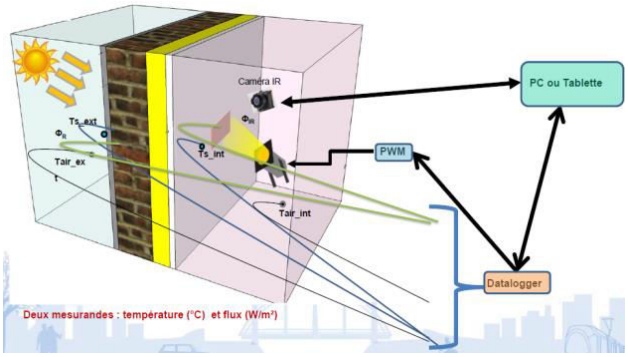


FIGURE 1. Dispositif pour l'évaluation *in-situ* de la résistance thermique de paroi

B. Démarche et génération des mesures par des essais virtuels

Dans une première phase, l'approche a été testée à l'aide de mesures issues d'essais virtuels où les caractéristiques thermiques des parois sont connues. Les mesures ont été générées numériquement à l'aide de logiciels de calculs de thermique dynamique à partir d'une modélisation 3D. Un bruit de mesure a été ajouté aux données simulées. Dans cette étude numérique, 10 parois ITI et 5 parois mono-murs ont été considérées avec des résistances thermiques allant de 0,92 à 8,37 m^2.K/W.

III. Méthodes inverses et résultats numériques d'identification

A. Présentation des méthodes inverses étudiées

Trois méthodes inverses sont proposées pour l'identification de la résistance thermique de parois :

- Méthode inverse CSTB : inspirée de la méthode ISABELE *(Thébault & Rouchié,2018)* pour l'identification des caractéristiques thermiques à l'échelle du bâtiment. Dans cette approche, des modèles RC sont considérés. Les capacités thermiques et les résistances thermiques du modèle de paroi sont identifiées par une méthode Bayésienne. Le formalisme Bayésien permet d'obtenir naturellement un intervalle de confiance sur la résistance thermique totale.
- Méthode inverse CERTES : la paroi est modélisée à l'aide de l'équation différentielle partielle (EDP) de la chaleur en une dimension (1D). Concernant l'identification, une approche Bayésienne est utilisée pour déterminer la capacité et la conductivité thermique de chacune des couches de la paroi. A partir des paramètres identifiés, on en déduit un intervalle de confiance sur la résistance thermique totale.
- Méthode inverse Univ Gustave Eiffel : comme dans l'approche CERTES, on considère l'EDP de la chaleur en 1D avec chacune des couches de la paroi. Une méthode inverse déterministe, *i.e.* minimisation d'une fonctionnelle d'écart aux mesures avec un terme de régularisation de Tikhonov *(Tikhonov & Arsenin, 1977)*, est mise en œuvre pour l'identification des caractéristiques thermiques de chacune des couches. Une méthode de descente dont le gradient est obtenu par l'état adjoint est implémentée. Le paramètre de régularisation de Tikhonov est choisi afin de vérifier un principe de discrépance étendue prenant en compte l'erreur de mesure et l'erreur de modèle *(Djatouti et al, 2020)*. Un intervalle de confiance pour la résistance thermique totale est obtenu à l'aide d'un tracé des isovaleurs de la fonctionnelle d'écart aux mesures.

Pour plus de détails, on pourra se référer à l'article *(Ha et al, 2020).*

B. Résultats numériques d'identification et conclusions

Les résultats des résistances thermiques identifiées et des incertitudes associées pour les parois ITI et mono-murs pour un temps d'observation de 24h sont synthétisés sur la Fig. 2. On constate que l'approche CSTB utilisant des modèles RC permet de déterminer avec un faible coût de calcul et avec une bonne précision (à +/- 20%) la résistance thermique des parois ITI allant de 1 à 6 m^2.K/W. Par contre, pour les parois mono-murs les résultats d'identification sont de moins bonne qualité du fait d'une erreur de modèle importante liée à la non prise en compte des flux de chaleur latéraux dans la paroi. Dans la méthode inverse CSTB, l'utilisation de modèles RC sans prise en compte de l'erreur de modèle entraine une identification biaisée. Seule la méthode inverse Univ. Eiffel exploitant l'EDP de la chaleur en 1D avec prise en compte de l'erreur de modèle permet d'obtenir une identification sans biais mais présentant de fortes incertitudes (jusqu'à 40%).

En conclusion, d'après ces premiers tests sur un benchmark numérique, une identification précise de la résistance thermique de parois ITI peut être obtenue avec un modèle RC. Pour les parois mono-murs, il est recommandé d'utiliser *a minima* un modèle basé sur l'EDP de la chaleur en 1D avec une prise en compte de l'erreur de modèle dans le processus d'inversion.

Les auteurs remercient l'Agence Nationale de la Recherche française (ANR) pour le soutien financier du projet RESBATI.

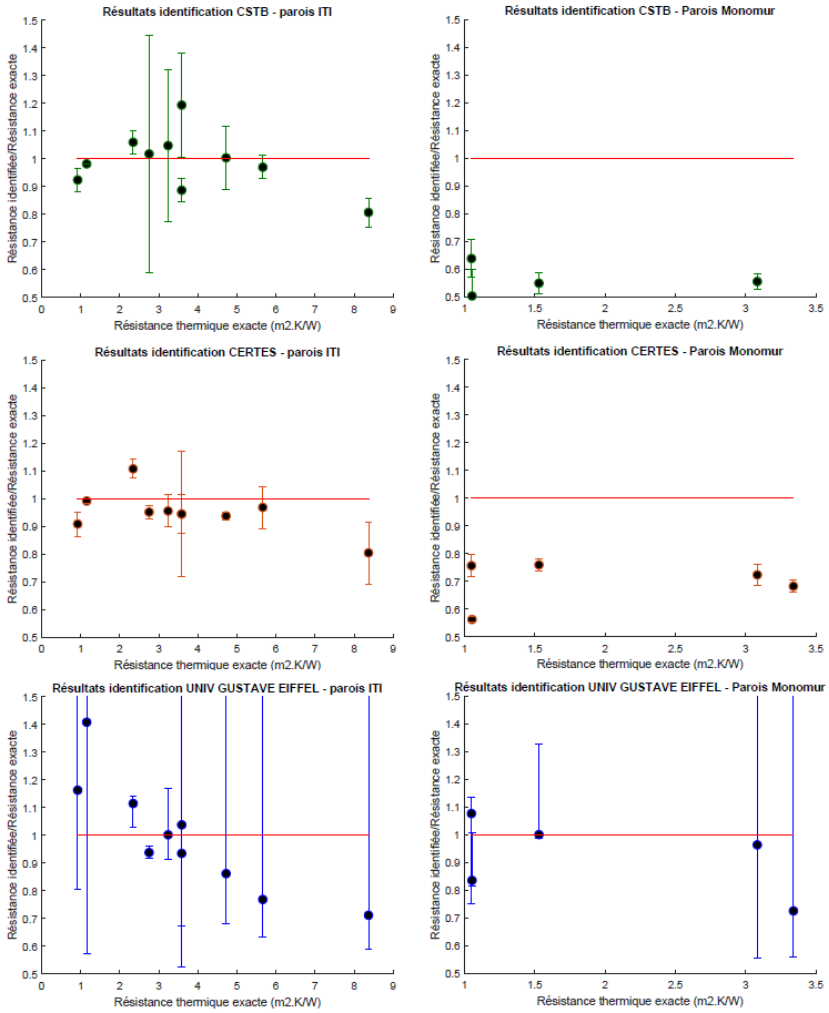


FIGURE 2. **Résultats identification pour les parois ITI (haut) et mono-murs (bas) - temps d'observation de 24h**

REFERENCES

Djatouti, Z., Waeytens, J., Chatellier, P., & Chamoin, L. (2020). Coupling a goal-oriented inverse method and proper generalized decomposition in building thermal problems. *Building Simulation*, 13, 709-727.

Youcef L., Feuillet, V., Ibos, *et al*. (2011). Quantitative diagnosis of insulated building walls of restored old constructions using active infrared thermography. Quanti. Inf. Thermog. J., 8(1), 65-87.

Thébault, S., & Bouchié, R. (2018). Refinement of the ISABELE method regarding uncertainty quantification and thermal dynamics modelling. *Energy and Buildings*, 178, 182-205.

Tikhonov, A., & Arsenin, Y. (1977). Solutions to ill-posed problems. Ed. Wiley.

Ha, T.-T., Feuillet, V., Waeytens, J., Zibouche, … & Ibos, L. (2020). Benchmark of identification methods for the estimation of building wall thermal resistance using active method: Numerical study for IWI and single-wall structures. *Energy and Buildings,* 224, 110130.

Evolution of the microstructure and shrinkage of recycled aggregates during accelerated carbonation

*Farah Kaddah[a], Harifidy Ranaivomanana[b], Ouali Amiri[c], Emmanuel Rozière[a, *]*

Civil engineering and Mechanics Research Institute (GeM), UMR CNRS 6183,

[a] Ecole Centrale de Nantes, 1 rue de la Noe, 44321 Nantes, France

[b] IUT de Saint-Nazaire, 58 rue Michel Ange, 44606 Saint-Nazaire, France

[c] Polytech'Nantes, Campus Gavy, Boulevard de l'Université, 44603 Saint-Nazaire, France

[*] Corresponding author, Emmanuel.Roziere@ec-nantes.fr

RESUME La carbonatation accélérée des granulats recyclés (RCA) est envisagée pour améliorer leurs propriétés. Plusieurs phénomènes physico-chimiques et mécaniques se produisent durant la carbonatation d'un mortier de ciment. Pour les étudier, des échantillons de mortier sont soumis à la carbonatation accélérée afin de suivre l'évolution de leur retrait en fonction du degré de carbonatation. Dans un premier temps, la carbonatation de la portlandite et la précipitation de la calcite dominent et sont accompagnés d'un léger retrait de carbonatation. Par la suite, la carbonatation des C-S-H devient prépondérante conduisant à la formation de vatérite et d'aragonite ainsi qu'au développement un fort retrait de carbonatation favorisant l'apparition de microfissures.

Keywords Carbonation, Recycled Concrete Aggregates, Shrinkage.

I. INTRODUCTION

While there is a critical shortage of natural aggregates for the production of new concretes, the huge production of cement-based materials cause serious ecological and environmental problems. Therefore, the reuse of construction and demolition waste is imperative to achieve sustainable development in the construction industry. Compared to typical natural aggregate (NA), recycled concrete aggregate (RCA) has a lower quality. In recent years, accelerated carbonation technique has been suggested to improve the quality of RCA. In France, this topic has been addressed in the framework of the national FastCarb project and ANR CO_2NCRETE

The accelerated carbonation of RCAs requires significant CO_2 pressure. The carbonation shrinkage generated in these conditions and its effects remain neglected. This study aims to monitor the evolution of the carbonation shrinkage developed during accelerated carbonation of RCAs in order to assess its intensity and effects.

II. MATERIALS AND EXPERIMENTAL PROGRAM

A. Materials and samples preparation

Due to the great variability of RCAs and the inability to assess accurately their composition and to measure carbonation shrinkage at particle scale, the experimental program was carried out on

mortar representing the mortar bound to the natural aggregate in the recycled aggregate. Portland cement CEM I 52.5 and natural siliceous sand (0-2 mm) were used. Cylindrical mortar samples (Ø 20×160 mm) were prepared with mixture proportions of cement: sand: water of 1: 2.6: 0.6. All the samples were demolded after 24 h and then soaked in a tap water tank for 180 days at 23 ± 1 °C.

B. Experimental program

After the curing period, a preconditioning was carried out before carbonation. The samples were dried at 40°C for 10 days, and then stored for another 17 days in an air-conditioned room (T=20°C, relative humidity RH=55%) to homogenize the internal humidity. Before carbonation, the samples were protected transversely on their bases with a layer of resin. They are then subjected to two-dimensional carbonation in a climatic chamber connected to a CO_2 tank at 20°C, 65% relative humidity and 15% CO_2 (accelerated carbonation) and in an air-conditioned room at 20 °C, 55% relative humidity and 0.04% CO_2 (natural carbonation). The thermogravimetric analysis was performed on carbonated samples (accelerated carbonation) at different carbonation times. The temperature ranged from 20 to 1000°C with a heating rate of 10°C per minute. The contents of portlandite, vaterite + aragonite, and calcite were then calculated using the differential thermogravimetric (DTG) analysis.

Some cylindrical samples were equipped with metal studs. These studs made it possible to place the cylinder in a vertical sensor to measure the longitudinal deformation. After the curing, the shrinkage was measured in the carbonation chamber and the air-conditioned room.

The parameter chosen to represent the progress of carbonation is the ratio between the actual quantity of CO_2 captured and the theoretical maximum quantity of CO_2 that can be captured.

$$\text{Carbonation rate (CR)} = \frac{\text{Mass CO2 bound at time t}}{\text{Mass CO2max}} * 100 \qquad \textbf{Equation 1}$$

The actual amount of CO_2 captured is determined from the TGA results while the theoretical maximum amount of CO_2 is determined based on the composition of the cement according to the following equation (Zhan et al., 2013):

$$CO_{2max} = 0.785(CaO\text{-}0.7SO_3)+1.091MgO+1.420Na_2O+0{,}935K_2O \qquad \textbf{Equation 2}$$

II. Results and discussion

A. Carbonation products

Based on the DTG curves obtained at different carbonation times and therefore at different carbonation rates, FIGURE 1 shows the evolution of the proportions of portlandite and calcium carbonate polymorphs during carbonation as a function of the carbonation rate. Prior to carbonation (CR = 0%), portlandite and calcite are present. As the carbonation progresses (CR increases), portlandite rapidly decreases and completely disappears when CR reaches 25% while the amount of calcite significantly increases. Then the amount of calcite remains almost constant as the carbonation progresses while the other two polymorphs of calcium carbonate (vaterite and aragonite) precipitate (Morandeau et al., 2014). The more advanced the carbonation, the greater the amounts of aragonite and vaterite become.

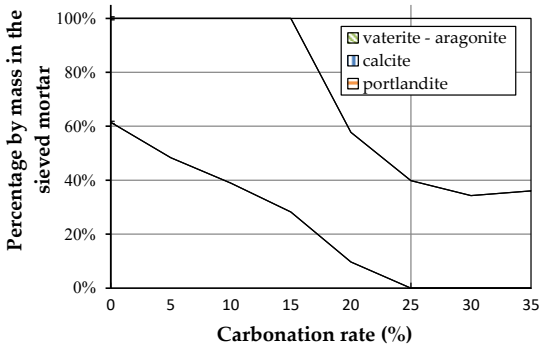


FIGURE 1 : Evolution of the mass distribution of the four components (calcite, portlandite, vaterite and aragonite) with respect to the total mass = mass calcite + mass portlandite + mass aragonite + mass vaterite

The type of calcium carbonate polymorph formed depends on the type of carbonated hydrates and therefore on the pH of the interstitial solution. The carbonation of portlandite initially dominates. As long as Portlandite is not completely dissolved, it maintains a basic pH of the pore solution due to its buffering effect. At this stage of carbonation, the precipitation of calcite – the stable polymorph of calcium carbonate – is dominant (Li et al., 2020). As carbonation progresses, the portlandite consumption becomes very slow compared to other hydrates, especially C-S-H. However, C-S-H having no buffering effect, the pH of interstitial solution drops to less than 9. The precipitation of other polymorphs (vaterite, aragonite) becomes predominant at this stage.

B. Carbonation shrinkage

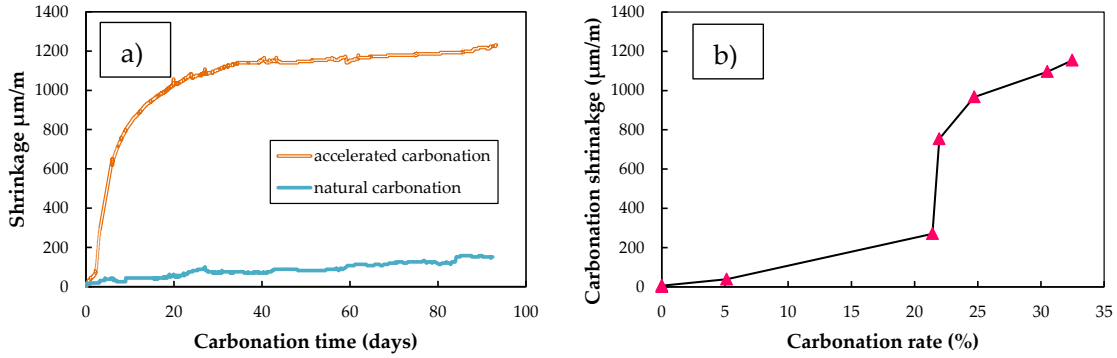


FIGURE 2 : Shrinkage of mortar during carbonation as a function of a) carbonation time and b) carbonation rate

Shrinkage was monitored during preconditioning and carbonation. At the end of the preconditioning, the shrinkage stabilizes and consequently the shrinkage measured during the natural and accelerated carbonation (FIGURE 2-a) corresponds exclusively to the carbonation shrinkage. The bottom curve of FIGURE 2-a corresponds to the shrinkage of the cylinder placed in the air-conditioned room and undergoing natural carbonation while the upper curve corresponds to the shrinkage of a sample undergoing accelerated carbonation in the carbonation chamber. In the air-conditioned room, a stabilization of shrinkage was observed while it increased significantly in the carbonation chamber. The difference between the two curves can therefore be attributed to the accelerated carbonation shrinkage. FIGURE 2-b shows the evolution of the carbonation shrinkage as a function of carbonation rate. The shrinkage increased slightly in the

first days of carbonation when the CR increased from 0 to 20%; a more significant increase was observed on the following days when the CR increased from 20 to 27%. Then the shrinkage begins to stabilize. As reported in the literature, carbonation shrinkage is mainly due to the decalcification and polymerization of C-S-H followed by the formation of amorphous silica gel (Auroy et al., 2018). Such mechanisms may explain the slight increase in shrinkage at the first days of carbonation given that portlandite carbonation is dominant compared to that of C-S-H. While the amount of portlandite sharply decreases (FIGURE 1) after the first days of carbonation, the carbonation of CSH becomes predominant and results in a significant carbonation shrinkage . Then, most of the hydration products (notably portlandite and C-S-H) carbonate and the shrinkage starts to stabilize. It should be noted that the shrinkage caused by carbonation (about 1000 μm/m) is significant. Moreover, it is slightly underestimated because the relative humidity of natural carbonation is slightly lower than that used for accelerated carbonation. This shrinkage can cause the development of microcracks in the carbonated zone (Cui et al., 2020) and therefore affect the transfert properties of RCA (Kaddah et al., 2022).

CONCLUSION

Carbonation of portlandite initially dominates, leading to the precipitation of calcite (the stable polymorph of calcium carbonate) and accompanied by a slight increase of the carbonation shrinkage. As the carbonation progresses the portlandite is depleted. As consequence, the pH of the concrete decreases and the carbonation of C-S-H becomes predominant, which leads to the precipitation of aragonite and vaterite (unstable polymorphs of $CaCO_3$). The carbonation shrinkage becomes significant during this stage and it is likely to cause damage and cracking.

REFERENCES

Auroy, M., Poyet, S., Le Bescop, P., Torrenti, J.-M., Charpentier, T., Moskura, M., Bourbon, X., 2018. Comparison between natural and accelerated carbonation (3% CO2): Impact on mineralogy, microstructure, water retention and cracking. Cem. Concr. Res. 109, 64–80. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.04.012

Cui, D., Zuo, X., Zheng, K., Talukdar, S., 2020. Tomography-Based Investigation on the Carbonation Behavior through the Surface-Opening Cracks of Sliced Paste Specimen 17.

Kaddah, F., Ranaivomanana, H., Amiri, O., Rozière, E., 2022. Accelerated carbonation of recycled concrete aggregates: Investigation on the microstructure and transport properties at cement paste and mortar scales. J. CO2 Util. 57, 101885. https://doi.org/10.1016/j.jcou.2022.101885

Li, Y., Liu, W., Xing, F., Wang, S., Tang, L., Lin, S., Dong, Z., 2020. Carbonation of the synthetic calcium silicate hydrate (C-S-H) under different concentrations of CO2: Chemical phases analysis and kinetics. J. CO2 Util. 35, 303–313. https://doi.org/10.1016/j.jcou.2019.10.001

Morandeau, A., Thiéry, M., Dangla, P., 2014. Investigation of the carbonation mechanism of CH and C-S-H in terms of kinetics, microstructure changes and moisture properties. Cem. Concr. Res. 56, 153–170. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.11.015

Zhan, B., Poon, C., Shi, C., 2013. CO2 curing for improving the properties of concrete blocks containing recycled aggregates. Cem. Concr. Compos. 42, 1–8. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2013.04.013

Comportement en flexion des poutres mixtes composites GFRP - Bois

DARWICH Hassan[1], GRAZIDE Cecile[1], JURKIEWIEZ Bruno[1]

[1] *Laboratoire des matériaux composites EA 7427, Université Claude Bernard Lyon 1, France*

RESUME Cet article présente une étude expérimentale du comportement en flexion à court-terme et jusqu'à la rupture, de poutres hybrides innovantes en GFRP-bois (Glass Fiber Reinforced Polymer). Plusieurs configurations géométriques ont été étudiées avec un mode de connexion entre les poutres bois et les profilés GFRP par boulonnage. Les résultats des essais ont montré un gain remarquable de capacité portante apporté par les poutres en bois qui permettent de retarder le déversement des profilés GFRP. Ce gain dépend principalement de la configuration géométrique. En outre, des simulations numériques de ces poutres par éléments finis dans le domaine élastique ont été effectuées. Les résultats numériques et les mesures présentent des écarts faibles (de l'ordre de 6 %), y compris à l'approche de la rupture. Une étude paramétrique a montré l'influence des propriétés du bois ou de la disposition des boulons sur le comportement des poutres hybrides. Cette étude ouvre la voie à une nouvelle hybridation des matériaux de construction afin d'optimiser leur utilisation dans le secteur de la construction.

Mots-clefs Profilés GFRP, Poutre Bois, Poutre Hybride, Expérimentation, Modélisation Eléments Finis.

I. INTRODUCTION

Ces dernières années, les matériaux composites de fibres de verre (Glass Fiber Reinforced Polymer - GFRP) ont connu un développement rapide dans la construction de bâtiments et d'infrastructures (Hota et al 2002) en raison de leur résistance spécifique et de leur résistance à la corrosion élevées (Z. Jin Yang et al 2012). L'association des éléments GFRP avec des matériaux traditionnels de la construction permet de pallier certains inconvénients mécaniques du composite comme ses faibles modules d'élasticité (30 à 42 GPa dans l'axe des fibres et 3 à 5 GPa en cisaillement) et les possibles phénomènes d'instabilités tels que le déversement (F. Aydin, M. Saribiyik. 2013).

Il est proposé dans cet article une association innovante entre profilés pultrudés GFRP en forme de I et poutres en bois de section rectangulaire, connectés par boulonnage. Ce type de structures hybrides a été très rarement étudié dans la littérature où la plupart des travaux concerne le renforcement des éléments en bois par des matériaux composites CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer) ou GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) (M. Corradi, A. Borri 2007).

L'objectif de la présente étude est de montrer l'intérêt de ces éléments composites et d'évaluer leur performance en flexion afin de développer leurs domaines d'application dans la construction. Une campagne expérimentale est ralisée. Une modélisation numérique est également proposée.

II. Programme expérimental

A. Description des poutres hybrides

Trois profilés pultrudés en fibre de verre (deux en I et un en double U) ont été testés. Chaque profilé a été connecté au niveau de l'âme par 12 paires de boulons de diamètre 6 mm (couple de serrage de 8 N.m) espacés tous les 24 cm, avec deux poutres en bois (douglas non classé) de section rectangulaire, de façon à obtenir trois poutres hybrides (HCW1, HCW2, HCW3). Les trois poutres testées sont présentées en figure 1.

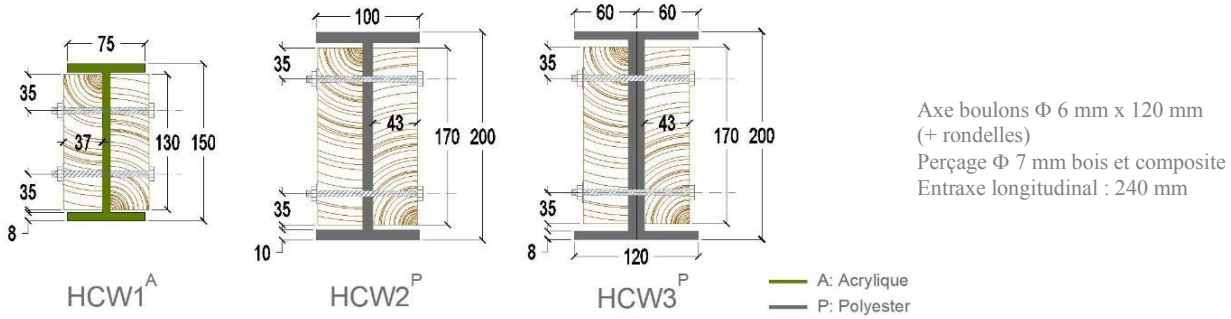


FIGURE 1. Configurations des poutres hybrides testées (cotes en mm)

Afin de caractériser les constituants des structures hybrides, des poutres bois et profilés pultrudés ont été également étudiés seuls. Ces éléments ainsi que les poutres hybrides ont été testés en flexion 4 points (200 mm de part et d'autre du centre de la poutre) jusqu'à rupture avec une portée de 2,9 m, avec un déplacement imposé de 4 mm/min. La charge, les déplacements verticaux et horizontaux à mi- portée ainsi que les déformations à mi- portée ont été mesurés par des LVDT et des jauges respectivement.

B. Résultats expérimentaux

Les essais de flexion des profilés pultrudés (un par configuration) ont montré un comportement linéaire jusqu'à la ruine par instabilité de déversement. Les poutres en bois ont présenté une rupture brutale par cisaillement/ traction, parfois initiée par la présence importante de nœuds.

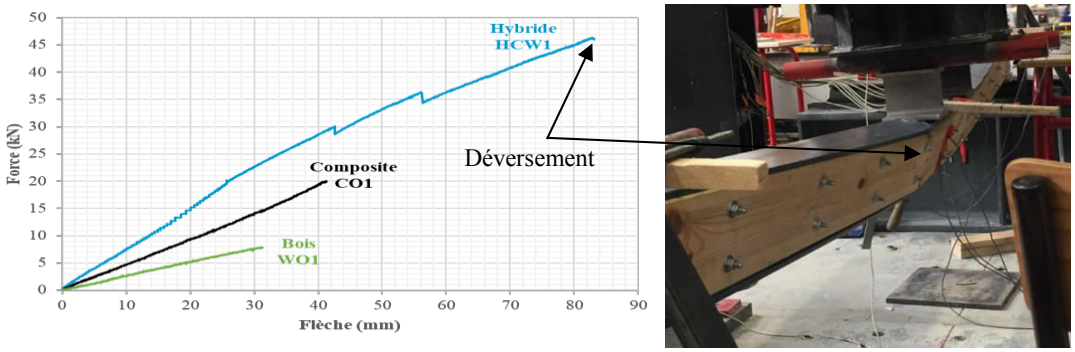


FIGURE 2. Comportement de la poutre hybride HCW1 : rupture par déversement

Les poutres hybrides présentent un comportement linéaire jusqu'à la rupture par déversement généralisé, initié par un endommagement par compression de la semelle supérieure du profilé (Fig. 2), précédé par la rupture partielle des poutres en bois (sauts sur la courbe HCW1). Le tableau 1

présente les charges à rupture pour l'ensemble des configurations. Ces résultats montrent et quantifient l'apport du bois sur le profilé GFRP qui a clairement retardé le phénomène de déversement du profilés GFRP. En effet, la capacité portante est nettement augmentée entre le profilé seul et la poutre hybride avec un gain compris entre 27 % et 141 % selon la géométrie des spécimens (Tableau 1). On constate également que le déplacement atteint à la rupture a fortement augmenté (de 27 à 102 % selon la configuration).

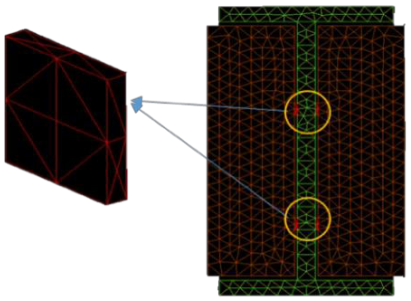
TABLEAU 1. Charges de ruine des poutres testées et pourcentage de gain apporté par le bois

	Charge de ruine (KN)			
	Bois (contrainte de flexion)	GFRP	Hybride	(Hybride-GFRP /Hybride) %
HCW1	7,87 (24 MPa)	20,25	48,75	141 %
HCW2	29,81 (45 MPa)	37,12	58,56	58 %
HCW3	20,80 (31 MPa)	58,12	73,94	27 %

III. Modélisation MEF

A. Description du modèle

Un modèle éléments finis 3D a été créé sur le logiciel Cast3m avec des éléments de maillage TET4 (éléments massifs d'interpolation linéaire de forme tétraédrique à 4 nœuds) afin de prédire précisément, dans le domaine élastique, et en fonction des caractéristiques des matériaux assemblés, le comportement mécanique en flexion sous chargement instantané. Pour faciliter le maillage et diminuer le temps du calcul, la connexion par boulons est représentée par des « points » d'assemblage à la surface des profilés et des poutres bois. Cette approche simplifiée ne permet pas de modéliser précisément la réponse locale pour des charges élevées mais elle est suffisante pour représenter le comportement global en phase élastique. La figure 3 montre les détails du mode de connexion : des cubes de 6x6x1 mm^3 utilisés pour remplacer les boulons ont les mêmes caractéristiques mécaniques que les boulons utilisés.



	Bois		Composite	
	E_L [MPa]	G_{LT} [MPa]	E_L [MPa]	G_{LT} [MPa]
HCW1	10 770	740	30 400	3 180
HCW2	7 790	675	32 900	2 390
HCW3	12 590	605	37 900	2 820

FIGURE 3. Détail du maillage de la poutre hybride HCW1 et la connexion des éléments

B. Résultats MEF et comparaison

La figure 4 compare dans le domaine élastique les déplacements et les déformations à mi- portée obtenus par MEF et expérimentalement. Des écarts maximum de flèche d'environ 6 % sont obtenus. Des études paramétriques ont également été menées. Une variation de E_L du bois de 8 à 16 GPa a engendré une variation de flèche de 18 % alors qu'une variation de G_{LT} du bois de 0.3 à 0.9 GPa n'a conduit qu'à une diminution de flèche de 3 %. De plus, l'effet du nombre de connecteurs sur le

comportement mécanique a été étudié numériquement. Les résultats ont montré une variation de 6.5 % de la flèche lorsque le nombre de connecteurs est doublé à 24 paires de boulons le long de la poutre.

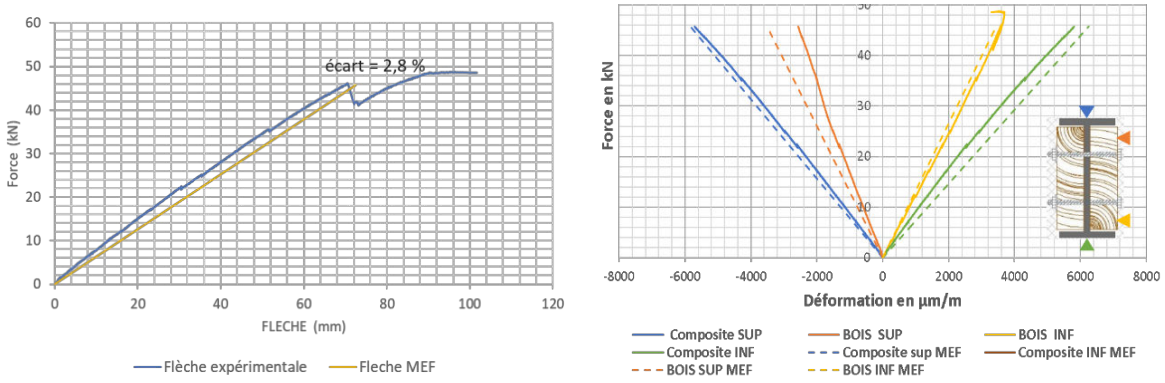


FIGURE 4. Comparaison des résultats MEF et expérimentaux pour HCW1

IV. Conclusions

Plusieurs conclusions peuvent être tirées de cette étude :

- Les essais ont montré l'efficacité de l'association composite - bois par l'augmentation de la capacité portante des poutres hybrides (d'une moyenne de 65 % de gain), par retardement du déversement.
- Le modèle MEF a été validé dans le domaine élastique grâce à la comparaison avec les résultats expérimentaux pour toutes les configurations testées.
- L'étude paramétrique menée a permis de mieux comprendre l'influence des propriétés du bois et du nombre de connecteurs sur ces structures hybrides.

De nombreux points du comportement de ces structures restent encore en question et nécessitent des travaux supplémentaires. Le modèle numérique sera également complété avec la prise en compte des non linéarités.

REFERENCES

Hota GVS, Hota SR V. (2002). Advances in fiber-reinforced polymer composite bridge decks. *Progress in Structural Engineering and Materials*; 161–168. https://doi.org/10.1002/pse.113

Z. Jin Yang; Z. Guang You; C. Yun He; L. Shi Zhen. (2012). Experimental Study on the Flexural Property of GFRP I-Beam. *Advanced Materials Research*; 594–597. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.594-597.757

F. Aydin, M. Saribiyik. (2013). Investigation of flexural behaviors of hybrid beams formed with GFRP box section and concrete. *Construction and Building Materials*; 563–569. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.12.060

M. Corradi, A. Borri. (2007). Fir and chestnut timber beams reinforced with GFRP pultruded elements. *Composites Part B: Engineering*; 172-181. https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2006.07.003

Caractérisation en torsion des poutres mixtes composite GFRP - bois

DARWICH Hassan[1], GRAZIDE Cecile[1], JURKIEWIEZ Bruno[1]

[1] *Laboratoire des matériaux composites EA 7427, Université Claude Bernard Lyon 1, France*

RESUME Cet article présente une étude de caractérisation expérimentale en torsion de poutres hybrides GFRP-bois. Chaque composant élémentaire (poutres bois et profilés GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) a d'abord été testé seul en torsion. Puis les composants ont été assemblés par boulonnage et testés à leur tour en torsion dans le domaine élastique. La mesure des rotations a permis d'en déduire les rigidités de torsion pour différentes configurations géométriques. Les résultats expérimentaux ont montré que l'apport du bois augmente significativement la rigidité en torsion des profilés GFRP dans chaque configuration. L'influence du nombre des connecteurs (12 à 24 paires des boulons) a également été mise en évidence. Une analyse par éléments finis volumiques a été ensuite utilisée pour simuler le comportement en torsion de ces poutres. Les résultats numériques sont en adéquation avec les mesures.

Mots-clefs Profilés en I GFRP, Poutre Bois, Poutre Hybride, Torsion, Modélisation par Eléments Finis.

I. INTRODUCTION

Depuis les années 1970, l'utilisation des profilés pultrudés en GFRP est en forte augmentation, surtout dans les domaines de la construction, en raison d'avantages tels que légèreté et résistance à la corrosion (T.T. Nguyen et al 2014). Une synergie remarquable est obtenue lorsque ces profilés pultrudés sont utilisés dans des systèmes hybrides, en particulier, des systèmes structurels combinant des profilés pultrudés en GFRP et des matériaux de construction traditionnels tels que dalles en béton proposés par différents auteurs (A. Koaik et al 2017). Ces systèmes contribuent à surmonter certains inconvénients mécaniques des profilés de section ouverte, comme le déversement, résultant de la combinaison de la torsion de section et du déplacement horizontal (J.T. Mottram 1992). Pour éviter ces phénomènes, l'idée est ici d'associer les profilés avec le matériau bois. En effet, ce matériau présente une certaine capacité à résister à une charge de torsion, qui dépend de son module de cisaillement et de la forme de la section (C.P. Amulu et al 2016).

L'objectif de la présente étude est la caractérisation en torsion de structures hybrides formées de profilés pultrudés en I associés à deux poutres rectangulaires en bois. Une approche expérimentale couplée à la modélisation numérique est proposée pour analyser l'apport du bois pour une telle hybridation.

II. Programme expérimental

A. Description des spécimens et du dispositif d'essai

Trois configurations de poutres hybrides ont été testées en torsion dans le domaine élastique (Fig. 1). La géométrie de la section et la nature du profilé composite (polyester ou acrylique) sont les principales variables. Chaque composant élémentaire a également été testé en torsion dans le domaine élastique.

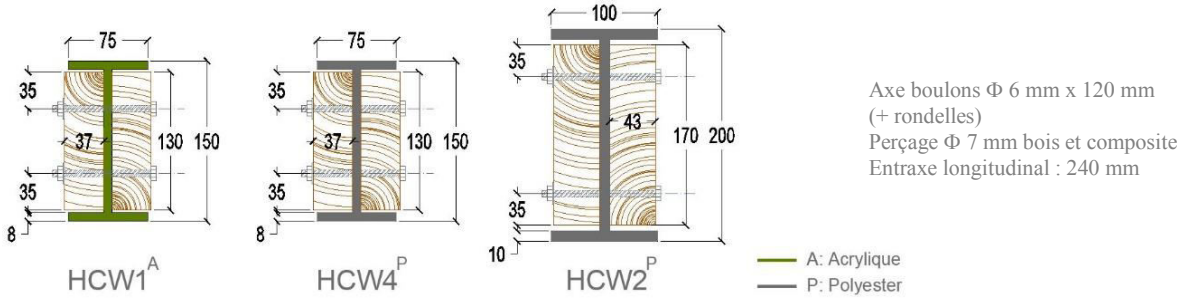


FIGURE 1. Configurations des poutres hybrides testées en torsion (1 corps d'épreuve par configuration)

Pour générer la torsion, chaque poutre est encastrée à une extrémité et simplement appuyée sur un cylindre à l'autre extrémité avec une portée variant entre 900 et 2700 mm. A cette dernière extrémité, on applique un couple de torsion grâce à une masse F excentrée d'une longueur B (M=F x B) (Fig. 2). La masse appliquée varie entre 1 et 40 Kg selon les poutres. Les rotations sont mesurées aux 2 extrémités par des inclinomètres, pour tenir compte de la rotation parasite éventuelle qui peut se produire à l'extrémité encastrée.

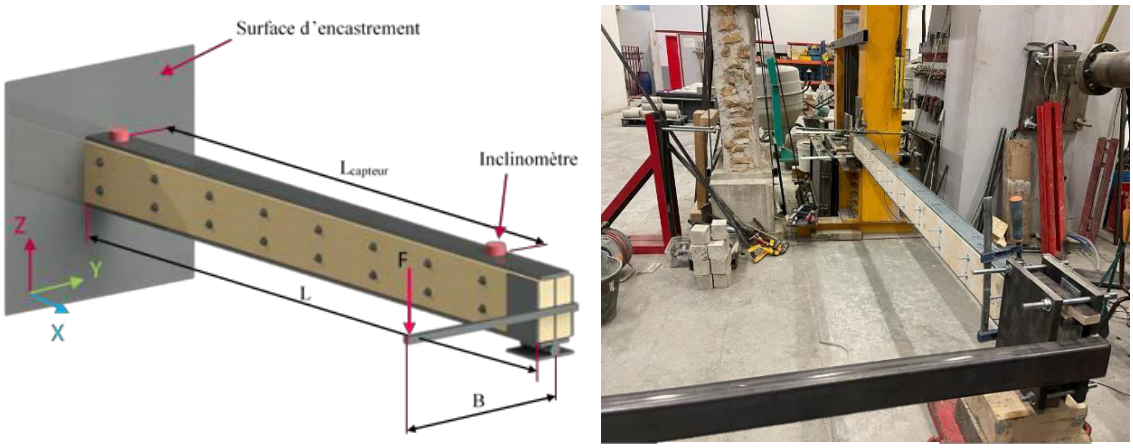
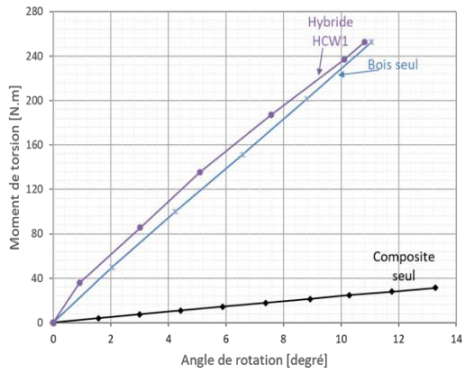
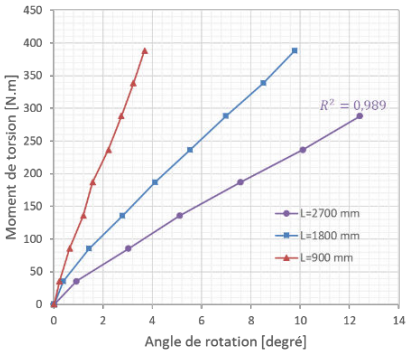


FIGURE 2. Dispositif d'essai de torsion

B. Résultats expérimentaux

Chacune des poutres hybrides ainsi que leurs composants (poutres bois et profilé GFRP) ont été testés en torsion dans le domaine élastique pour trois portées différentes (L= 2 700 mm, 1 800 mm et 900 mm). Le chargement est arrêté quand l'inclinomètre a atteint sa limite de mesure (environ 16 degré). On remarque un comportement quasi-linéaire quelle que soit la portée testée (Fig. 3). De plus, les courbes montrent bien le gain de rigidité (variant de 160 % à 595 % selon les poutres) apporté par le bois sur les poutres en pultrudé.





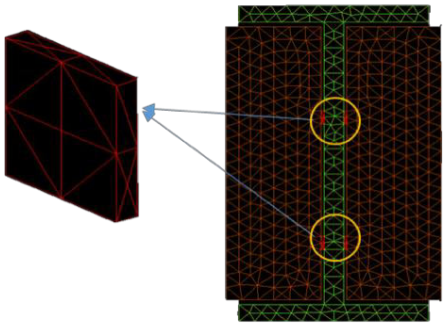
	Rigidité = M*L/θ [N.m²]		
	GFRP	hybrides	% gain
HCW1	543	3 771	595 %
HCW4	686	4 436	547 %
HCW2	2 282	5 937	160 %

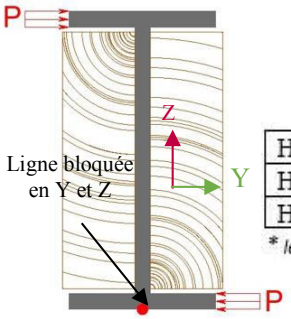
FIGURE 3. Comportement en torsion de la poutre hybride HCW1 et des poutres bois et composite seuls

II. Modélisation MEF

A. Description du modèle et mode de chargement

Un modèle éléments finis 3D a été créé sur le logiciel Cast3m avec des éléments de maillage TET4 (éléments massifs d'interpolation linéaire de forme tétraédrique à 4 nœuds) afin de prédire dans le domaine élastique, le comportement mécanique en torsion sous chargement instantané. Pour diminuer le temps du calcul, la connexion par boulons est représentée par des cubes de 6x6x1 mm³ avec les mêmes caractéristiques mécaniques que les boulons utilisés. Cette approche simplifiée ne permet pas de modéliser précisément la réponse locale pour des charges élevées mais elle est suffisante pour représenter le comportement global en phase élastique. La figure 4 montre les détails du maillage. Le couple appliqué est représenté par des pressions sur les deux semelles de la poutre pultrudé de façon à obtenir le même moment de torsion appliqué lors des essais.





	Bois		Composite	
	E_L	G_{LT}	E_L	G_{LT}
HCW1	8 090	801	30 400	3 180
HCW4	6 960	862	28 900	2 572
HCW2	7 790	675	32 900	2 390

* les modules sont en [MPa]

FIGURE 4. Maillage des éléments de la poutre hybride HCW1 et mode de chargement

B. Comparaison des résultats MEF/ expérimentaux

La figure 5 montre les angles de rotation obtenus par la MEF et ceux mesurés. Les écarts sont de l'ordre de 6%. Des simulations complémentaires ont été effectuées en faisant varier le nombre de boulons ou en remplaçant les boulons par un collage de l'âme. Les résultats montrent que le nombre de boulons a une influence faible sur la rigidité de torsion (10 fois plus de boulons n'induit qu'une diminution de 10 % de la rotation) alors que le collage permet de multiplier par 2 la rigidité de torsion.

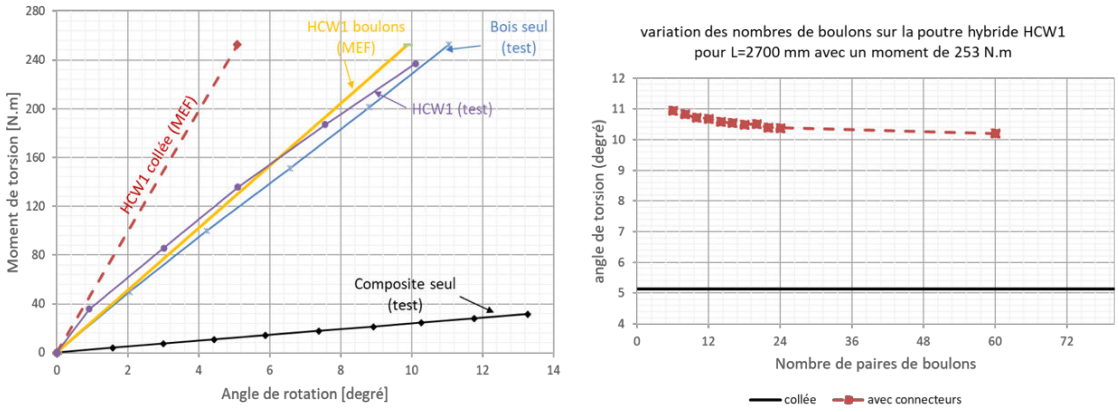


FIGURE 5. Comparaison des résultats MEF et des mesures pour HCW1 (portée = 2700 mm)

IV. Conclusions

Plusieurs conclusions peuvent être tirées de cette étude :

- Les essais ont montré l'efficacité de l'association composite - bois par l'augmentation de la rigidité de torsion des poutres hybrides.
- Le modèle MEF a été validé dans le domaine élastique grâce à la comparaison avec les résultats expérimentaux pour toutes les configurations testées
- L'étude paramétrique menée a permis de mieux comprendre l'influence du nombre de connecteurs sur ces structures hybrides.

REFERENCES

T.T. Nguyen, T.M. Chan, J.T. Mottram. (2014). Lateral-torsional buckling resistance by testing for pultruded FRP beams under different loading and displacement boundary conditions. *Composites Part B: Engineering*, 306-3018. https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2013.12.025

A.Koaik, S.Bel, B. Jurkiewiez. (2017). Experimental Tests and Analytical Model of Concrete-GFRP Hybrid Beams under flexure. *Composite Structures*, 180, 192-210. https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2017.07.059

J.T. Mottram. (1992). Lateral-torsional buckling of a pultruded I-beam. *Composites*, 23 (2), 81-92. https://doi.org/10.1016/0010-4361(92)90108-7

C.P. Amulu, C.A. Ezeagu, S.M.O. Obiorah. (2016). Analytical Effects of Torsion on Timber Beams. *American Journal of Engineering Research*, 5 (1), 87-95. https://www.academia.edu/27359104

Moisture transfer in bio-based materials:
Application to wood floors on a hempcrete screed

Coralie Redoules[1], Fabien Delhomme[1], Antoine Lernout[2], Elodie Prud'homme[3], Thibault Geoffray[2], Jostar Laforet[1]

[1] *Univ. Lyon, INSA-Lyon, GEOMAS, EA 7495, F69621 Villeurbanne Cedex, France*

[2] *Entreprises Pierres Construction, Lyon, France*

[3] *Univ. Lyon, INSA Lyon, MATEIS, UMR 5510, 7 Avenue Jean Capelle, 69100 Villeurbanne, France*

ABSTRACT Hempcrete is known for its advantages in the field of construction, but the lack of standards on this material leads to a lack of guarantees on site. Nowadays, professionals use a sensible approach to evaluate the drying of hempcrete. The goal of this research is to propose a relevant method to assess the water content by in-situ measurements with usual devices. A wood moisture meter was calibrated for hempcrete in order to monitor the drying of a hempcrete screed and enhance the existing database on the hydric transfer mechanisms in hempcrete.

Keywords hempcrete, water content, calibration, drying

I. INTRODUCTION

Nowadays, the field of construction has a role to play in the ecological transition, with the use of bio-based materials for example. Hempcrete is one of them, but its application is limited today, because few regulations exist [Construire en Chanvre, 2012]. It leads to a lack of guarantees on site: taking responsibility is difficult for the actors. This research focuses on the use of hempcrete as a screed under a wooden floor. To be able to lay the parquet, the craftsman must ensure that the hempcrete is dry enough to not damage the parquet due to moisture transfer (deformation, swelling…). Nowadays, it is often the sensory approach of professionals, with the visual aspect of hempcrete, which makes it possible to guarantee that the hempcrete has achieved an adequate threshold of drying. To address this issue, the following aspects are investigated:

- How to measure the water content on site? No specific device calibrated to measure the water content in hempcrete exists. Wood devices will be used. [S. Glass, 2009] [J. Fester, 2019]
- How evolves the water content of hempcrete during its drying? Indeed, hempcrete is a mix between three elements: hemp shives, binder and water. Due to its high porosity [S. Amziane, 2013], it reacts to its environment, and in particular to the relative humidity of the air [F. Collet, 2007]. Absorption and desorption curves describe this phenomenon [F. Bennai, 2017].

II. EXPERIMENTAL PROTOCOL

TABLE 1. Formulation of the hempcrete samples

Shives IsoCanna® (kg)	20
Formulated lime Tradeco® (kg)	50
Water (kg)	60
Water/Binder (-)	1,2
Binder/shives (-)	2,5

Hempcrete (table 1) is projected by workers, into two formworks (1 m x 1 m x 0.1 m), with a plastic sheet in the bottom, divided in 100 cubic cells shaping 100 samples of 0.1 m x 0.1 m x 0.1 m (Figure 2).



FIGURE 2. Board with hempcrete samples

Moisture meter Hydrometer HTR 300 (company Gann) for wood applications is used to measure the moisture content in hempcrete, depending on dry mass. The moisture content is computed from the measure of the conductance between the end of two electrodes (45 mm or 60 mm depth) inserted in the material. To calibrate the device for hempcrete, a calibration curve, which gives the moisture meter value (metered MC) as a function of the gravimetric mass loss (gravimetric MC), was built up. The experimental protocol followed was:

Take 12 samples from one of the formworks; Dry the samples in an oven at 40°C for 1 week; Prepare polypropylene containers with different relative humidities in using saturated salt solutions (Table 2) at ambient temperature (around 18°C); Place 3 samples in each humid environment, on plastic supports so that the samples are not in contact with water; Close the lid; After 1 month, the moisture equilibrium is almost achieved (stabilization of the mass): measure the humidity of each samples with the moisture meter in 4 positions: at 45 mm and 60 mm depth on the upper and lower sides (mean value of these 4 measures is used); Weigh the mass of wet (m_{wet}) and dried (m_{dry}) sample (40°C for one week), and calculate the gravimetric water content (ω) with equation 1.

$$\omega_{(\%)} = \frac{m_{wet} - m_{dry}}{m_{dry}} \times 100 \quad (1)$$

TABLE 2. **Saturated salt solution and environments at 18 °C**

Environment	Relative humidity	Type of salt / environment	Quantity of salt	Salt/water ratio (-)
1	36%	Ambient	-	-
2	49%	Potassium carbonate (K_2CO_3)	5.5kg (3.2l solution)	1.7
3	78%	Sodium chloride (NaCl)	2.2kg (4l solution)	0.55
4	99%	Water only	-	-

Meanwhile, the drying of the two hempcrete formworks, which were placed into 2 different environments: 10 °C temperature and 55 % air humidity (T10-H55) or 15 °C temperature and 50 % air humidity (T15-H50), were monitored. Each week, the water content of 15 samples on each board was measured with the moisture meter at 2 two different depths (45 and 60mm).

III. RESULTS AND DISCUSSIONS

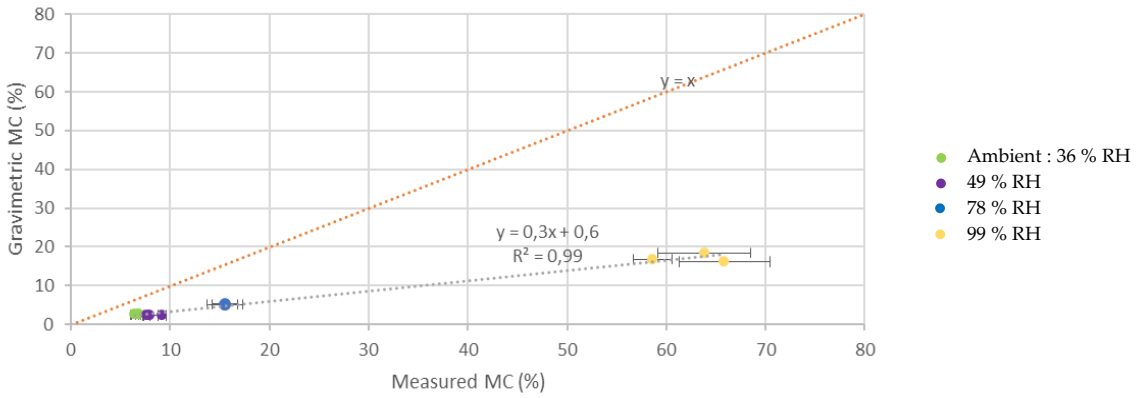


FIGURE 1. **Calibration curve**

$$MC_{grav} = 0,3\ MC_{meter} + 0,6 \quad (2)$$

From the calibration graph (figure 1) a linear trend line (equation 2) is obtained. Figure 3 depicts the evolution of the gravimetric moisture content of the 2 hempcrete boards derived from the moisture meter values using calibration equation 2. In regard of the standard deviations, only general tendencies are highlighted. The drying is not stabilized after more than 2 months. Hempcrete in environment T10-H55 seems to have a more uniform hydric state than the one in environment T15-H50, which indicates a gradient between the upper face and the heart of sample. Existing recommendations [Construire en Chanvre, 2018] preconizes a drying of 1 cm / week (without specific environmental conditions defined) for an hempcrete screed, before laying a floor on it. Water content of wood has to be under 18% (class 2) to avoid rotting of the wood which is achieve after 65 days in this study (following the recommendation, 10 weeks or 70 days are needed for these samples). Nevertheless, a higher humidity content can be acceptable for only avoid the swelling of wood floor throughout its laying.

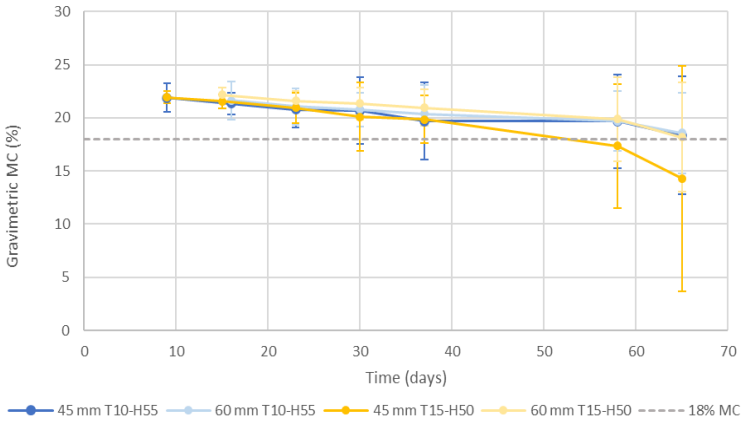


FIGURE 2. Drying follow-up, calibrated with calibration formula (2)

VI. CONCLUSION

This research validates an experimental calibration protocol to conduct in-situ measurement of the water content on hempcrete structures with a usual wood moisture meter. This protocol was applied to monitor the evolution of the drying of a hempcrete screed in an ambient environment. Future words could be performed by refining the moisture meter calibration curve, a following hempcrete drying longer, by tests under "summer" conditions with a higher temperature and lower air humidity and by investigation the hydric transfer between wood and hempcrete.

REFERENCES

S. Amziane, & L. Arnaud. (2013). Les bétons de granulats d'origine végétale, application au béton de chanvre, Paris: Lavoisier.

Construire en Chanvre; Q. Pichon, & J.-M. Naumovic. (2018). Guide des bonnes pratiques, Béton et mortier de chanvre (Tome 3) : Préconisations techniques, optimisations et performances.

Construire en Chanvre. (2012). Règles professionnelles d'exécution d'ouvrages en béton et mortiers de chanvre, Isolation de sol, SEBTP, Paris.

F. Bennai, N. Issaadi, K. Abahri, et al. (2017). Experimental characterization of thermal and hygric properties of hemp concrete with consideration of the material age evolution. *Heat Mass Transfer (2018)* 54:1189–1197. https://doi.org/10.1007/s00231-017-2221-2

F. Collet, M. Bart, L. Serres, & J. Miriel. (2007). Porous structure and vapour sorption of hemp-based materials, *Construction and Building Materials 22 (2008)* 1271–1280, doi:10.1016/j.conbuildmat.2007.01.018

J. Fester, H. Kjeldsen, Peter F. Østergaard, & J. Nielsen. (2019). A new set-up for the calibration of wood moisture meters, *19th International Congress of Metrology 18002 (2019).* https://doi.org/10.1051/metrology/201918002

S. V. Glass, & C. G. Carll. (2009). Moisture meter calibration for untreated and ACQ-treated southern yellow pine plywood, *Research Note FPL-RN-0312.*

Un jeu sérieux pour sensibiliser aux enjeux d'une mobilité urbaine durable

Carole Adam[1], Franck Taillandier[2]

[1] *Univ. Grenoble Alpes, LIG - équipe STeamer 38000 Grenoble*

[2] *UMR RECOVER (INRAE / Aix-Marseille Université) - 3275 route de Cézanne - CS 40061 – 13182 Aix-en-Provence Cedex 05*

RESUME La mobilité est un enjeu clef pour toute ville et fortement en lien avec la transition environnementale. Les infrastructures et la politique d'aménagement urbain doivent ainsi être au cœur d'un réel débat de société. Il faut pour cela pouvoir sensibiliser les citoyens aux enjeux liés à l'aménagement urbain et aux infrastructures de transport dans un contexte de transition environnementale. C'est dans cet objectif que nous avons proposé dans le cadre du projet ANR SwITCh un jeu sérieux, basé sur un modèle multi-agent, visant à faire prendre conscience aux citoyens des enjeux portés par l'évolution de l'aménagement urbain et de leur propre comportement de mobilité. Nous présentons dans cet article la première version de ce jeu.

Mots-clefs Jeu sérieux, Modèle multi-agents, Mobilité urbaine, Transition environnementale

I. INTRODUCTION

L'évolution de la mobilité est une question essentielle, à la fois dans le cadre de la crise climatique, mais aussi en terme de santé publique : impact négatif de la sédentarité (Biswas *et al.*, 2015), accidents de la route, pollution aérienne et sonore (European Environment Agency, 2016). Ainsi 40000 décès par an sont attribuables à l'exposition aux particules fines (PM2.5) et 7000 décès par an à l'exposition au dioxyde d'azote (NO2), soit 7% et 1% de la mortalité annuelle totale selon un rapport de Santé Publique France (Medina *et al.*, 2021) ; ce rapport conclut aussi que le confinement du printemps 2020 en France a permis d'éviter 2300 décès par diminution de l'exposition aux particules, et 1200 décès par diminution de l'exposition au dioxyde d'azote, ce qui montre l'impact possible des politiques publiques et des changements de comportements individuels (report modal vers le vélo, télétravail plus étendu) sur la santé publique.

Le projet SwITCh a pour but de fournir des outils d'aide à la réflexion permettant d'explorer divers scénarios d'évolution des mobilités. Parmi ceux-ci, nous présentons ici un jeu sérieux, basé sur le modèle multi-agent de (Jacquier and Adam, 2021), à destination du grand public. Ce jeu permet au joueur de changer de point de vue en prenant le rôle d'un gestionnaire urbain chargé d'améliorer différents indicateurs concernant sa ville (pollution, accidents...) au travers d'actions sur les infrastructures, les services, et d'incitations financières. Il doit ainsi lui permettre de prendre conscience des enjeux portés par l'évolution de l'aménagement urbain et de son propre comportement de mobilité.

II. MODELE MULTI-AGENT DE MOBILITE URBAINE

II.1. Décision modale des habitants

Notre modèle multi-agent de la population de la ville est basé sur un modèle de décision rationnelle multicritères. Les habitants ont le choix entre 4 modalités de transport : la marche, le vélo, le bus, ou la voiture individuelle. Chaque agent évalue ces 4 modes selon 6 critères : écologie, prix, confort, simplicité, sécurité, et temps. Chaque mode a une note sur chaque critère en fonction de l'aménagement de la ville ou fixe. Ces notes sont calculées en fonction de différents indicateurs qui caractérisent la situation : congestion des routes attendue, pollution de l'air, taux de pistes cyclables, météo du jour, état des routes, etc.

Chaque agent a par ailleurs des priorités personnelles pour ces 6 critères (par exemple un agent peut être particulièrement focalisé sur l'écologie aux dépends du temps de trajet, alors qu'un autre préférera un trajet économique en dépit des autres critères). Une agrégation multicritère est alors utilisée pour définir une hiérarchisation des modes de transport pour chaque individu. A cela s'ajoute le rôle des habitudes (Brette *et al.*, 2014) : les individus développent et renforcent des habitudes pour le mode de transport utilisé fréquemment dans un contexte donné, et cette habitude peut prendre le pas sur la décision rationnelle. Ces habitudes posent donc des défis aux décideurs urbains, car elles induisent une forte inertie dans la réponse aux modifications d'aménagement urbain, dont les résultats ne sont donc pas immédiatement visibles.

III. JEUX SERIEUX SWITCH

Nous avons implémenté un jeu sérieux basé sur ce modèle, avec la plateforme de simulation multi-agent GAMA (Taillandier *et al.*, 2019). Ce jeu sérieux est basé sur le même principe que le jeu SPRITE (Taillandier and Adam, 2018) : il offre un changement de point de vue, en faisant jouer à l'utilisateur le rôle d'un aménageur urbain en charge de la mobilité dans la ville fictive dans laquelle se déroule le jeu.

III.1. Paramètres

Dans ce premier prototype, il est possible de modifier manuellement un certain nombre de paramètres avant de démarrer le jeu. Ces paramètres concernent l'environnement (vitesse de dégradation des routes, probabilité d'accident, mais aussi conditions météo) et la population (probabilité de remise en cause des habitudes, santé moyenne, pourcentages de possession d'une voiture ou d'un vélo, pourcentage qui peuvent marcher, taux de proximité d'un arrêt de bus). A terme, ces paramètres pourront être prédéfinis à partir des données disponibles pour une ville particulière, permettant de renforcer l'immersion des joueurs.

III.2. Tour de jeu

Le joueur prend le rôle du chargé de la mobilité. Il s'agit d'une vision très simplifiée de la ville dans laquelle le joueur a un pouvoir total sur les infrastructures et les services de transport. Chaque tour de jeu représente une année dans la ville simulée, et consiste en plusieurs étapes : (1) Récupération du budget annuel : provient des impôts de la population de la ville ; (2) Sélection

des actions souhaitées, dans la seule limite du budget disponible ; (3) Observation de l'impact sur les indicateurs de la ville, et sur la distribution modale des habitants.

Nous avons implémenté un certain nombre d'actions, qui agissent à différents niveaux : **Actions financières :** changer le prix de l'essence (taxe/subvention), le taux d'imposition, ou le prix du ticket de bus ; **Actions sur les infrastructures :** construire des pistes cyclables, des parkings, des arrêts de bus, planter des arbres, ajouter de l'éclairage public, entretenir/réparer les routes, requalifier des voies ; **Actions sur le réseau de transport en commun :** améliorer la fréquence, la capacité, le confort des bus. Chaque action a un coût défini, déduit du budget annuel, et un impact sur un ou plusieurs indicateurs de la ville. Ainsi l'entretien des routes diminue le nombre d'accidents, construire des arrêts de bus augmente la couverture du réseau, etc. Ces indicateurs influencent à leur tour les notes des modes de transport. Par exemple une baisse du nombre d'accidents améliore la note de sécurité de la voiture, une meilleure couverture du réseau de bus améliore le temps de trajet en bus, une faible affluence dans les transports en commun améliore leur confort, etc. L'évolution de ces notes va alors affecter la distribution modale des habitants. Par exemple les habitants intéressés par le confort vont moins prendre le bus s'il est bondé.

Afin de suivre l'impact de ses choix, le joueur reçoit dans l'interface de jeu un certain nombre d'informations sur l'effet de ses actions, comme montré sur la capture d'écran de la Figure 1. Il peut observer en particulier : la carte de la ville, sur laquelle il peut observer les routes équipées de pistes cyclables (en vert) ou non (en rouge), ainsi que la pollution de l'air (nuage rouge autour des routes) ; une console textuelle fournissant la valeur des notes de chaque mode sur chaque critère, ainsi que les valeurs des indicateurs ; des graphiques en secteurs montrant la part modale par trajet et par kilomètre, sur l'année passée, c'est-à-dire la proportion du nombre de trajets et du nombre de kilomètres effectués avec chacune des quatre modalités de transport considérées.

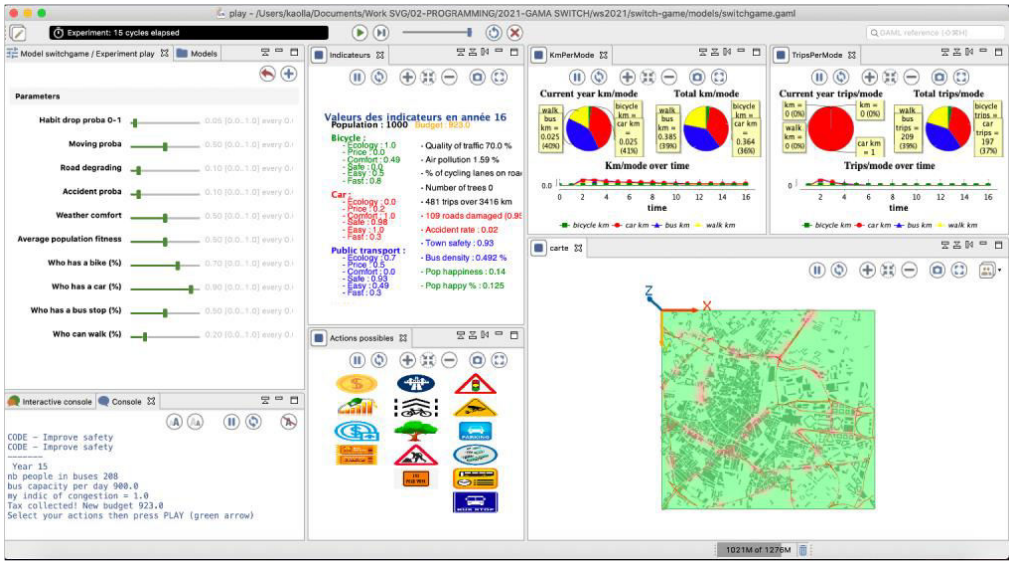


FIGURE 1. Extrait de l'interface du jeu SWITCH sous GAMA

III.3. Exemple de scénario

L'avantage d'un tel jeu basé sur un simulateur est de pouvoir tester divers scénarios plus ou moins équilibrés et d'en observer les effets, même simplifiés. Ainsi, un joueur focalisé sur la place

de la voiture pourrait baisser le prix de l'essence, construire plus de parkings, ne pas mettre en place de pistes cyclables. Il en résultera une augmentation de la part modale de la voiture (plus d'usagers choisiront cette modalité de transport), aux dépends du vélo par exemple. La congestion des routes augmentera, générant plus de délais de trajet, plus de pollution, plus d'accidents, ce qui impactera finalement les automobilistes de manière négative. Au contraire, une gestion plus équilibrée qui s'attachera à construire des pistes cyclables et à développer le réseau de bus, pourrait conduire à une meilleure distribution des usagers sur les modes, donc à moins de congestion. Nous pensons que le jeu est un bon moyen de faire prendre conscience de ces enjeux et de faire accepter certains aménagements urbains parfois mal perçus, en particulier par les automobilistes attachés à leur mode de transport.

IV. CONCLUSION

Dans cet article nous avons présenté le premier prototype d'un jeu sérieux consacré à la mobilité urbaine. Il est destiné au grand public pour leur permettre d'appréhender de manière simplifiée les enjeux d'une évolution de la mobilité sur la santé, la pollution, les accidents, et leur faire prendre conscience de la nécessité d'aménagements urbains pour favoriser cette évolution.

Des travaux futurs permettront d'améliorer le modèle sous-jacent (prise en compte d'autres critères de décision comme la santé, ou des aspects non rationnels comme les émotions ou les biais cognitifs) ; de calibrer ses paramètres à partir de données urbaines réelles ; et d'améliorer le jeu (ajout d'actions, et de mécaniques comme la réélection ou non du maire selon la satisfaction de la population). Nous travaillerons aussi à l'évaluation de ce jeu avec des joueurs pour le valider et déterminer quelles améliorations sont nécessaires pour atteindre notre objectif de sensibilisation.

REFERENCES

Biswas, A., Oh, P.I., Faulkner, G.E., Bajaj, R.R., Silver, M.A., Mitchell, M.S. and Alter, D.A. (2015), "Sedentary Time and Its Association with Risk for Disease Incidence, Mortality, and Hospitalization in Adults", *Annals of Internal Medicine*, American College of Physicians, Vol. 162 No. 2, pp. 123–132.

Brette, O., Buhler, T., Lazaric, N. and Marechal, K. (2014), "Reconsidering the nature and effects of habits in urban transportation behavior", *Journal of Institutional Economics*, Cambridge U. Press, Vol. 10 No. 3.

European Environment Agency, C. (2016), *Explaining Road Transport Emissions: A Non-Technical Guide*, available at: http://bookshop.europa.eu/uri?target=EUB:NOTICE:TH0416016:EN:HTML (accessed 16/02/22).

Jacquier, A. and Adam, C. (2021), "Agent-based modelling of habits in urban mobility", in Amblard, F., Chapuis, K., Drogoul, A., Gaudou, B., Longin, D. and Verstaevel, N. (Eds.), *1st Conference GAMA Days 2021*, France, available at: https://hal-univ-tlse3.archives-ouvertes.fr/hal-03498309 (accessed 16/02/2022).

Medina, S., *et al.* (2021), "Impact de pollution de l'air ambiant sur la mortalité en France métropolitaine. Réduction en lien avec le confinement du printemps 2020 et nouvelles données sur le poids total pour la période 2016-2019".

Taillandier, F. and Adam, C. (2018), "Games Ready to Use: A Serious Game for Teaching Natural Risk Management", *Simulation & Gaming*, Vol. 49 No. 4, pp. 441–470.

Taillandier, P., Gaudou, B., Grignard, A., Huynh, Q.-N., Marilleau, N., Caillou, P., Philippon, D., *et al.* (2019), "Building, composing and experimenting complex spatial models with the GAMA platform", *GeoInformatica*, Vol. 23 No. 2, pp. 299–322.

Simulation à base d'agents de stratégies urbaines pour une mobilité plus durable

Alice Jacquier[1], Carole Adam[1], Franck Taillandier[2]

[1] *Univ. Grenoble-Alpes, LIG - équipe STeamer, 38000 Grenoble*

[2] *UMR RECOVER (INRAE / Aix-Marseille Université) - 3275 route de Cézanne - CS 40061 – 13182 Aix-en-Provence Cedex 05*

RESUME La mobilité est en constante évolution, et les enjeux environnementaux actuels nécessitent une mobilité plus durable. Le projet SwITCh vise à créer un outil d'aide à la réflexion sur ces problématiques de mobilité urbaine à destination de tous les acteurs concernés. Ce travail y contribue en proposant une simulation basée agent des décisions sur le choix des modalités des individus pour le trajet domicile-travail. Ces décisions sont basées à la fois sur des critères rationnels et sur l'habitude. Le but est de pouvoir tester différentes stratégies urbaines en termes d'infrastructures afin de (faire) comprendre leur impact sur le choix modal des individus. En particulier, nous avons implémenté une stratégie d'aménagement de nouvelles pistes cyclables, et montré qu'elle résulte en une augmentation de la part modale du vélo, mais ceci au détriment de la marche à pied et des transports en commun plutôt que de la voiture. Des travaux futurs étudieront d'autres stratégies pour augmenter la part des mobilités douces dans les trajets quotidiens, afin de tendre vers une ville plus durable.

Mots-clefs Système multi-agents, mobilité urbaine, habitudes, modèle de décision

I. INTRODUCTION

Durant les dernières décennies, la distance moyenne quotidienne parcourue par les Français a augmenté considérablement (de 5 km dans les années 50, à 45 km en moyenne en 2011 (Viard, 2011)), et le nombre de véhicules personnels aussi (11,9 millions de voitures en 1970 (Barré, 1997) contre 37,3 millions en 2019 (CCFA, 2019)). De plus, de nouveaux modes de transport ont émergé (trottinette électrique, VTC, vélos en libre-service), posant de nouveaux défis aux gestionnaires des infrastructures et aux aménageurs en termes de santé, de qualité de l'air, de réduction de la pollution sonore, ou de sécurité routière. Pour y faire face, ils disposent de diverses stratégies d'action : construction d'infrastructures (réseau de transport en commun, parkings, vélos en libre-service...), mise en place de politiques d'aménagement (piétonisation de zones...), incitations ou dissuasions financières (gratuité des transports en commun, taxes). Ces interventions modifient l'environnement des usagers et impactent leurs choix de mobilité, même si la relation entre infrastructure et usage n'est en rien directe ; ainsi il ne suffit pas de construire des pistes cyclables pour que les habitants fassent leurs trajets en vélo (Brette *et al.*, 2014).

Le projet ANR SwITCh a pour but de fournir un outil d'aide à la réflexion permettant de tester des stratégies urbaines via une simulation multi-agent de la population, et d'en mesurer l'impact sur différents indicateurs. Un tel simulateur permet d'explorer des scénarios contrôlés, répétables,

en étant peu coûteux. La simulation microscopique du raisonnement de chaque habitant permet de comprendre et d'expliquer aux acteurs concernés les raisons des choix individuels, favorisant ainsi la réflexion sur ces problématiques. Le travail présenté ici propose donc un modèle Agent des choix de mobilité de la population, basé à la fois sur des critères rationnels et sur l'habitude, dont le rôle important dans la mobilité a déjà été démontré (Brette *et al.*, 2014) mais qui n'est pourtant pas assez prise en compte dans les modèles de mobilité existants. Ce modèle a été implémenté sur la plateforme de simulation GAMA (Taillandier *et al.*, 2019). Une première expérimentation sur un scénario de construction de pistes cyclables montre un impact sur la mobilité.

II. MODELE

Les modèles Agent permettent de simuler des systèmes sociotechniques en mettant en avant les interactions entre les agents du système ; la notion d'agent est versatile et peut modéliser tout à la fois un habitant, un véhicule ou une infrastructure. C'est la dynamique des comportements des agents et de leurs interactions qui va permettre de reproduire la complexité propre aux systèmes sociotechniques. Dans notre modèle, les décisions rationnelles des agents *Habitant* se font en fonction de l'environnement (météo, fréquence des bus, prix de l'essence...) et des caractéristiques individuelles (lieu de résidence et de domicile, préférences personnelles...). Elles se basent sur six critères d'évaluation des modalités de transport, extraits de la littérature (Rocci, 2007) : confort, temps, prix, sécurité, simplicité, écologie. Un premier modèle de choix de modalité a ainsi été proposé et est décrit dans (Jacquier and Adam, 2021). Ce modèle rationnel ne permet cependant pas de prendre en compte le rôle essentiel des habitudes dans le report modal.

II.1. Habitudes

L'habitude est un facteur déterminant dans le choix du mode de transport (Brette *et al.*, 2014) ; "*Les habitudes sont des séquences d'actions apprises qui sont devenues des réponses automatiques à des signaux spécifiques, et sont efficaces pour atteindre un but ou un état final*" (Verplanken et Aarts, 1999). On observe l'apparition de routines de mobilité qui limitent l'efficacité des stratégies urbaines visant à un report vers des mobilités plus durables. Selon (Brette *et al.*, 2014), ces habitudes sont plus facilement modifiables lors d'un changement de cycle de vie (naissance, changement d'emploi, déménagement...), et les stratégies d'intervention doivent donc en tenir compte.

Dans notre modèle, chaque agent *Habitant* mémorise ses modes de transport habituels, associés au contexte. Le contexte est un sous-ensemble de l'environnement au moment de prendre la décision ; pour simplifier nous considérons uniquement sa position, sa destination, l'heure de la journée, et la météo. Lorsqu'un *Habitant* doit se déplacer, il a alors le choix entre : recalculer un mode de transport optimal selon ses préférences rationnelles et l'état actuel de l'environnement ; ou bien sélectionner directement son mode de transport habituel dans ce contexte, ce mode ayant été précédemment évalué comme le plus optimal dans ce contexte, ce qui lui permet d'économiser des ressources cognitives. Pour l'instant l'*Habitant* privilégie son mode habituel s'il en a un, mais nous voulons intégrer la notion d'ancrage de l'habitude, qui augmentera la probabilité qu'elle soit suivie mais laissera aussi la possibilité de la remettre en question sans changera par ailleurs. Enfin, pour simuler les changements de cycle de vie favorables à la remise en question des habitudes, nous réinitialisons aléatoirement les habitudes d'une partie (10 %) des *Habitants* chaque jour.

II.2. Stratégies urbaines

Les stratégies mises en place par les décideurs (gratuité des transports publics, aménagement de pistes cyclables) modifient l'environnement des usagers et donc leur perception des modes de transport, les incitant éventuellement à modifier leurs comportements de mobilité. Lorsqu'une stratégie est mise en place (gratuité du bus), elle a d'abord un effet **direct** sur la perception (bus mieux noté par les agents *Habitant* accordant une grande importance au prix) et donc sur la distribution modale (plus d'*Habitants* prennent le bus). La stratégie peut aussi avoir un effet **indirect** (la hausse de fréquentation diminue la qualité d'usage pour les *Habitants* privilégiant le confort) qui modifie à son tour la distribution modale (ces agents focalisés sur le confort vont abandonner les transports en commun). Le modèle proposé permet de prendre en compte ces rétroactions dans le système pour proposer une simulation plus juste de la dynamique des choix de modalité.

III. APPLICATION

Notre simulateur permet actuellement de modifier le prix de l'abonnement au réseau de transport en commun, le prix de l'essence, la capacité et la fréquence des bus, ainsi que le taux de pistes cyclables dans la ville. Le modèle permet de considérer des données géographiques et des populations synthétiques. Il peut ainsi être facilement instancié sur tout territoire.

Afin de tester le modèle, nous l'avons appliqué, ainsi que le modèle rationnel de (Jacquier and Adam, 2021) à un même territoire virtuel afin d'en maîtriser tous les paramètres. A partir de la situation initiale de la ville avec des parts modales distribuées entre marche, vélo, voiture et bus, nous avons testé la stratégie consistant à augmenter le taux de pistes cyclables. Cela conduit logiquement à une hausse de la part modale des vélos. La différence entre les deux modèles provient de la cinétique d'adoption du vélo et du niveau atteint par la part modale de vélo, qui sont plus faibles dans le modèle incluant l'habitude que dans le modèle purement rationnel. Cela traduit l'effet d'inertie induit par les habitudes et la résistance au changement, conduisant certains habitants à ne jamais remettre leur choix en cause même quand leur mode de transport préféré n'est plus optimal. La dynamique de report modal donnée par notre modèle avec habitude est ainsi plus proche des observations et études sur la mobilité (Briche, 2017) que le modèle purement rationnel.

Par ailleurs, on peut constater (et cela dans les deux modèles) que l'augmentation de la part modale du vélo se fait au détriment de la marche à pied et des transports en commun et non de la voiture. Cela est aussi conforme à la littérature et études sur le sujet (Deuse, 2016 ; FNAUT, 2020). En effet, les reports de modalité se font en premier lieu sur des modalités aux caractéristiques proches. Par exemple, le bus et le vélo ont en commun leur faible coût, un impact environnemental limité, un confort moindre que la voiture, et sont utilisés sur des distances plus courtes, induisant des classements souvent plus proches quant aux préférences des habitants que la voiture. Il y a ainsi plus de facilité de passer de l'un à l'autre que de passer de la voiture au vélo ou au bus. Cela démontre la complexité d'avoir une stratégie d'aménagement du territoire et de gestion des infrastructures permettant d'aller vers une mobilité durable. Notre simulateur ouvre la voie à des expérimentations *in silico*. Un enjeu sera l'application de ce simulateur à des territoires réels en prenant en compte des stratégies spatialisées et l'évolution des infrastructures (infrastructures intelligentes), des usages (télétravail) et des modalités (voiture autonome).

IV. CONCLUSION

Nous avons présenté dans cet article un modèle Agent permettant de simuler le choix de modalité par les habitants d'une ville, en considérant à la fois les choix rationnels et les habitudes. Toutefois, il nécessiterait une validation quantitative en le confrontant aux données disponibles de territoires ayant fait évoluer leurs infrastructures de transport. D'autres éléments y seront intégrés dans le futur, comme la contagion sociale (influence des expériences des amis, collègues ou famille), les contraintes liées aux activités (transport de matériels) (Chalabaev *et al.*, 2018), ou les biais cognitifs. Il est également prévu dans nos travaux futurs un couplage avec les deux autres modèles du projet SwITch : modèle de trafic et modèle d'évaluation de la mobilité. Ce couplage devrait permettre d'apporter des éléments concrets sur l'impact de stratégies d'aménagement sur la mobilité urbaine.

REFERENCES

Barré, A. (1997), "Quelques données statistiques et spatiales sur la genèse du réseau autoroutier français", Annales de Géographie, JSTOR, Vol. 106 No. 593/594, pp. 229–240.

Brette, O., Buhler, T., Lazaric, N. and Maréchal, K. (2014), "Reconsidering the nature and effects of habits in urban transportation behavior".

Briche, H. (2017) Dunkerque, laboratoire de la gratuité des transports en commun. Ville de Dunkerque. http://vigs-conseil.com/wp-content/uploads/2017/04/Rapport-final-gratuité-Dunkerque.pdf

CCFA. (2019), L'industrie Automobile Française, Analyse et Statistiques 2019, Comité des constructeurs français d'automobiles. https://ccfa.fr/wp-content/uploads/2019/09/ccfa-2019-fr-web-v2.pdf.

Chalabaev, A., Chardonnel, S., Bouscasse, H., Duché, S., Isoard-Gatheur, S., Mathy, S., Ployon, E., et al. (2018), "Les apports de la littérature et des analyses préalables pour définir une intervention visant un report modal durable", MSFS, Tours, France.

Deuse, Caroline (2016). "Perspectives pour un report modal vers les vélos classique et électrique: Le cas des déplacements vers et au départ de l'Université de Liège.". https://matheo.uliege.be/bitstream/2268.2/1390/8/TFE_Deuse_Caroline_2015_2016.pdf

FNAUT : Fédération Nationale des Associations d'Usagers des Transports (2020). Le report modal : un objectif incontournable. Contre le réchauffement climatique, contre la dépendance automobile : le rôle des transports publics. https://www.fnaut.fr/uploads/2020/11/db201104reportmodal.pdf

Jacquier, A.& Adam, C. (2021), "Choix de mobilité : une approche SMA", SAGEO, pp. 127–138.

Rocci, A. (2007), De l'automobilité à La Multimodalité ? Analyse Sociologique Des Freins et Leviers Au Changement de Comportements Vers Une Réduction de l'usage de La Voiture. Le Cas de La Région Parisienne et Perspective Internationale. PhD Thesis, U. René Descartes - Paris V, https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00194390/

Taillandier, P., Gaudou, B., Grignard, A., Huynh, Q.-N., Marilleau, N., Caillou, P., Philippon, D., et al. (2019), "Building, composing and experimenting complex spatial models with the GAMA platform", GeoInformatica, Vol. 23 No. 2, pp. 299–322.

Verplanken, B. et Aarts, H. (1999), "Habit, attitude, and planned behaviour: is habit an empty construct or an interesting case of goal-directed automaticity?", European Review of Social Psychology, Taylor & Francis, Vol. 10 No. 1, pp. 101–134.

Viard, J. (2011), Éloge de La Mobilité : Essai Sur Le Capital Temps Libre et La Valeur Travail, Editions de l'Aube, France.

Comportement des murs en maçonnerie renforcés avec des composites TRM

Nadia Tarifa[1], Zakaria Elyes Djamai[1], Frederic Duprat[1]

[1] *LMDC, Université de Toulouse, INSA-UPS, Toulouse*

RESUME Lors des tremblements de terre, les murs en maçonnerie de briques sont vulnérables aux forces de cisaillement et ce, principalement en raison de la faible résistance à la traction et de la grande hétérogénéité des matériaux constitutifs. De nombreuses recherches ont alors été menées sur le renforcement de ce type de mur, par différents composites, avec des résultats plus ou moins probants. Et c'est sur la base de ces résultats que nous avons choisi de tester la résistance aux forces de cisaillement de murs renforcés avec des composites TRM. Nous présentons dans ce qui suit les principaux résultats de ces tests effectués au sein du LMDC de Toulouse.

Mots-clefs Maçonnerie, renforcement, TRM, cisaillement.

I. INTRODUCTION

Les murs des bâtiments traditionnels construits en maçonnerie sont susceptibles de se dégrader en raison des charges qui prennent naissance dans le système de contreventement, s'ils y sont associés. En effet, ces structures ont une capacité importante sous charges gravitaires, mais ne sont pas conçues pour résister aux charges horizontales, du fait de la faiblesse de leur capacité en cisaillement dans le plan. Il s'agit alors de savoir quelles méthodes peuvent être utilisées pour renforcer les murs en maçonnerie. La méthode de renfort la plus courante utilisée consiste à coller des matériaux composites sur la surface extérieure des murs. Les polymères renforcés avec des fibres (FRP) sont d'un usage courant [1], en raison de leur légèreté et de leurs hautes performances mécaniques. Cependant, les FRP ne sont pas pleinement exploités, lorsqu'ils sont appliqués à des matériaux à faible résistance à la traction et au cisaillement, tels que la maçonnerie, et souffrent des inconvénients des liants organiques : sensibilité aux températures élevées, application difficile dans des conditions humides, impact environnemental solide et risques pour la santé des travailleurs. Les mortiers renforcés de fibres textiles (TRM ou TRC) permettent de surmonter ces limites grâce à une matrice inorganique compatible avec la maçonnerie, facile à appliquer, résistante au feu et durable [2-4].

Ce travail de recherche vise à étudier l'effet pour les TRM (textiles de verre E) de la configuration du renfort et du taux de renfort sur le comportement en cisaillement des murs, ce qui nous a conduits à effectuer une variété de tests qui comportent des essais de compression sur le mortier et les briques et des essais de flexion sur le mortier. Enfin, et afin d'évaluer la faisabilité et l'efficacité d'un tel renforcement sur des constructions historiques, des essais de traction sur les composites et des essais de compression-cisaillement quasi-statiques sur les murs ont été effectués.

II. MATERIAUX ET METHODES

1. *Matériaux*

Cinq murs de maçonnerie ont été construits avec des briques de terre cuite de Toulouse. Comme les murs sont carrés (de côté 1,3 m), on s'attend à une rupture par cisaillement avec un mode de fissuration diagonale (avec glissement éventuel des joints). La taille des briques (420×280×50 mm^3) permet de maintenir un nombre représentatif de joints verticaux. Les proportions massiques du mélange de mortier de chaux utilisé sont de 1/4 chaux/ sable avec un rapport eau/chaux de 0,55. Chaque mur de maçonnerie est posé selon un modèle d'assemblage courant avec des joints de mortier d'environ 15 mm d'épaisseur.

La chaux a été choisie à la place du ciment comme matrice pour les composites en raison de sa porosité, qui permet d'éviter les problèmes de condensation dans le mur, et donc de sa compatibilité avec le substrat. Le composite est constitué d'une matrice de chaux renforcée par une ou deux couches de tissu textile bidirectionnel en verre E (PZ700). Ces composites ont été testés en traction pour leur caractérisation selon la recommandation RILEM [5]. En termes de performance mécanique, par comparaison aux composites à deux couches, les composites à une seule couche ont montré une ductilité plus élevée mais une résistance à la traction plus faible et une raideur moindre.

2. *Méthodes*

Un mur sans renfort a été testé comme référence (MNR). Le renforcement a été appliqué le long de la diagonale sur les deux faces du second mur (MX), et trois murs ont été renforcés extérieurement avec une ou deux couches appliquées sur une ou deux faces (M1F1C, M1F2C, M2F1C). Ces configurations couvrent les dispositions possibles de renfort : sur une ou deux faces du mur, et appliqué sur toute la surface ou seulement sur une bande diagonale.

Les murs ont été soumis un chargement monotone quasi-statique en compression-cisaillement. La force verticale (simulant le poids équivalent à trois étages) égale à 70 kN est appliquée progressivement et maintenue tout au long de l'essai. La force horizontale est appliquée par déplacement contrôlé (taux de 0,015 mm/s) pour mieux capturer le comportement post-pic.

III. RESULTATS

La figure 1 présente les courbes de la force horizontale en fonction du déplacement pour tous les essais. Pour l'ensemble des murs, on observe une phase élastique linéaire jusqu'à la force de cisaillement maximale, suivie d'un comportement non linéaire. L'intégrité des murs est préservée pendant cette première phase présentant une rigidité initiale presqu'identique pour tous les murs. Une deuxième phase non linéaire commence après la rupture partielle du mur et un déchargement soudain, qui diffère selon le type de mur et de renforcement. La non-linéarité peut être liée à l'endommagement d'un ou plusieurs composants de la maçonnerie, des matériaux de renforcement, voire de l'interface armature/bloc (ou joint de mortier). Dans cette deuxième phase, les murs présentent un comportement similaire mais avec une amplitude et une ductilité différente.

Quel que soit le type de renforcement, les murs renforcés atteignent une charge ultime nettement supérieure à celle du mur de référence. La résistance au cisaillement augmente de 57% (M1F1C) à 145% (MX). Un transfert de charge approprié substrat/TRM pourrait expliquer l'augmentation de la résistance au cisaillement, liée à la capacité du renforcement à ponter les microfissures et les fissures dans la première phase. Cette capacité est fournie par la courte longueur de transfert entre la matrice et le textile (identifiée expérimentalement lors des essais sur les composites, et estimée à 8 à 11 mm, et 6 à 8 mm (l'espacement des fissures représente environ 1,5 à 2 fois la longueur de transfert), respectivement pour 1 couche et 2 couches de renforcement, qui peut permettre un ancrage proche du renforcement de chaque côté d'une fissure, limitant ainsi sa croissance. D'autre part, la rigidité initiale est à peine affectée par le renforcement. Ceci peut être attribué à l'épaisseur des systèmes de renforcement (8 à 10 mm), beaucoup plus fine que celle des unités de briques.

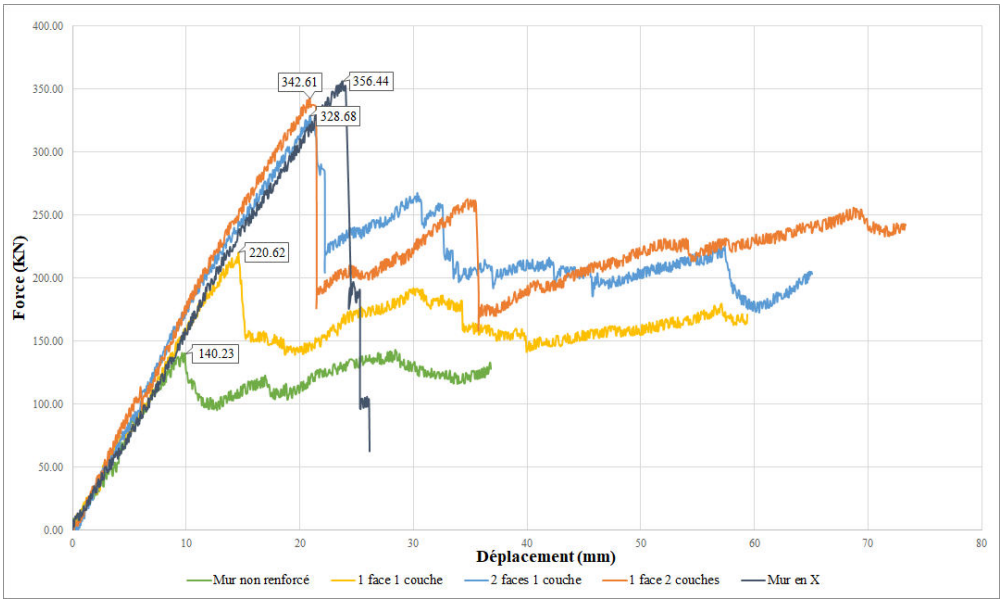


FIGURE 1: Comportement global des murs

Les observations indiquent que les dommages macroscopiques du mur sont considérablement retardés en termes de déplacement latéral. Le déplacement ultime est ainsi plus important pour les murs renforcés que pour le mur de référence (sauf pour MX). Le facteur de ductilité et l'énergie cumulée permettent de caractériser le potentiel des TRM comme renforts de maçonnerie. Afin de pouvoir comparer les résultats, l'énergie cumulée a été calculée pour un déplacement égal à trois fois le déplacement au pic. Les configurations adoptées sont concluantes (voir tableau 1), puisque des augmentations de l'ordre de 42 à 318% de l'énergie cumulée sont rapportées.

Le mur témoin (MNR, F_{max}=140 kN, E_C=3176 J) a péri par fissuration diagonale, combinée au glissement des joints. Après l'apparition de cette fissure, le mur a continué de résister en raison de l'effet de confinement vertical, induisant un frottement au niveau des fissures horizontales dans les joints. Le mur renforcé diagonalement (MX, F_{max}=356 kN, E_C=4562 J) présente dans son renfort textile un fil de chaîne orienté parallèlement à la diagonale tendue, ce qui donne une efficacité maximale au renforcement. En effet, la fissure principale en tension diagonale traverse à la fois les joints et les briques. Le flambage de la bande de renforcement le long de la diagonale comprimée

a accompagné la rupture brutale du mur, sans possibilité de capacité résiduelle. L'énergie cumulée est supérieure à celle du mur témoin.

L'énergie cumulée pour le mur renforcé par une couche sur une face (M1F1C, F_{max}=220 kN, E_C=4514 J) est proche de la précédente, mais ce mur présente une plus grande ductilité post-pic et montre notamment un regain de capacité résiduelle obtenu par friction le long de fissures horizontales. Le même mode de comportement post-pic s'observe pour les murs renforcés par deux couches sur une ou deux faces. Ainsi le mur M2F1C (F_{max}=328 kN, E_C=12657 J) a exhibé une grande ductilité et une augmentation considérable de sa résistance jusqu'à ce qu'une deuxième fissure se produise. Le mur M1F2C (F_{max}=343 kN, E_C=13030 J) a atteint le déplacement latéral le plus élevé au pic, et après deux défaillances importantes, sa résistance a continué d'augmenter, ce qui signifie que la contribution du renforcement au confinement s'est maintenue.

Les murs renforcés sur toute leur surface se rompent principalement en cisaillement sous l'effet de la tension diagonale qui induit la délamination progressive du renforcement TRM. La friction le long des fissures horizontales dans les joints de mortier contribue considérablement à la ductilité du comportement mécanique et dépend du confinement que procurent à la fois la charge verticale et le renfort textile, notamment par l'efficacité de son ancrage de part et d'autre des fissures.

IV. CONCLUSION

Les constructions en maçonnerie sont vulnérables aux forces horizontales et doivent donc être renforcées pour assurer leur intégrité structurelle. La présente étude expérimentale s'est concentrée sur des murs de maçonnerie historiques renforcés par des composites TRM qui sont soumis à des essais monotones de cisaillement-compression combinés dans le plan. Les principaux résultats sont les suivants:

Les murs cèdent principalement par rupture en cisaillement sous la tension diagonale (où le mur atteint sa résistance maximale), ce qui entraîne la délamination du composite (à l'exception du mur témoin qui a cédé sous la tension diagonale et le glissement de joint).

- Le renforcement par mortier renforcé de textile a contribué à l'homogénéité du comportement des murs renforcés.
- L'augmentation du ratio de renforcement augmente non seulement la résistance mais aussi la ductilité globale de la structure.
- Si la résistance est recherchée, le renforcement sur les diagonales est préférable, et si la ductilité est recherchée, le renforcement sur toute la surface est préférable.

REFERENCES

[1] Mukhtar FM, Faysal RM. A review of test methods for studying the FRP-concrete interfacial bond behavior. Constr. Build Mater. 2018;169:877–87. https://doi.org/ 10.1016/j.conbuildmat.2018.02.163.

[2] Kouris LAS, Triantafillou TC. State-of-the-art on strengthening of masonry structures with textile reinforced mortar (TRM). Constr Build Mater 2018;188: 122133. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.08.039.

[3] Babatunde SA. Review of strengthening techniques for masonry using fiber reinforced polymers. Compos Struct 2017;161:24655.

[4] Papanicolaou CG, Triantafillou TC, Karlos K, Papathanasiou M. Textile-reinforced mortar (TRM) versus FRP as strengthening material of URM walls: in-plane cyclic loading. Mater Struct 2007;40:108197.
[5] Ferrara, G.; Caggegi, C.; Gabor, A.; Martinelli, E. Recommendation of RILEM TC 232-TDT: Test methods and design of textile reinforced concrete: Uniaxial tensile test: Test method to determine the load bearing behavior of tensile specimens made of textile reinforced concrete. Mater. Struct. 2016, 49, 4923–4927.

Etude des émissions dans l'air intérieur d'une paroi isolée en laine de bois

Cécile Caudron[1], Franck Brachelet[2], Emmanuel Antczak[2], Nadine Locoge[3], Yves Andrès[4], Liselotte Tinel[3], Tamara Braish[3], Lucie Deroo[1], Thierry Langlet[5], Anh Dung Tran Le[5]

[1] Cerema, France, [2] LGCgE – Université d'Artois, France, [3] IMT Nord-Europe, France, [4] IMT Atlantique, France, [5] Université de Picardie Jules Verne, France

RESUME Afin de déterminer si l'utilisation d'isolants biosourcés pouvait conduire à un développement fongique dans les parois, des campagnes de mesures ont été réalisées à différentes échelles : échelle matériau, échelle paroi et échelle bâtiment (site test). La méthodologie mise en œuvre en conditions réelles à l'échelle bâtiment et les premiers résultats sont décrits dans cet article. Un diagnostic ventilation du bâtiment puis spécifiquement du local instrumenté a été réalisé, ainsi qu'un suivi de l'évolution des transferts hygrothermiques au sein de l'une des parois isolées du local. Des prélèvements microbiens dans l'air, ainsi que des mesures de qualité de l'air intérieur (QAI) et des émissions de chacune des parois du local ont également été mis en œuvre. Les matériaux individuels ont été testés dans une chambre expérimentale en laboratoire dans le cadre de cette étude mais ce volet n'est pas présenté dans cet article.

Mots-clefs air intérieur, isolant biosourcé, émission de polluants, site réel

I. INTRODUCTION

Afin de développer en toute sécurité l'usage d'isolants biosourcés, à la fois pertinents pour la nouvelle règlementation environnementale RE2020 et participant à la séquestration du carbone, le projet EmiBio évalue les émissions de composés organiques volatils (COV) susceptibles d'être émis spécifiquement par ces matériaux, tout en prenant en considération leurs performances hygrothermiques. Les matériaux choisis pour cette étude sont la laine de bois et la ouate de cellulose, qui occupent aujourd'hui une grande part du marché des matériaux biosourcés en France (Direction Générale de l'Aménagement, du Logement et de la Nature, Nomadéis – 2017).

Cet article présente le protocole de mesure *in situ* mis en œuvre dans un local d'un des bâtiments suivis, isolé par l'intérieur avec de la laine de bois.

II. METHODOLOGIE GENERALE

L'objectif de cette expérimentation est de déterminer si les isolants biosourcés, et en particulier ici la laine de bois, peuvent être le siège d'un développement fongique. Un des moyens permettant d'investiguer la présence potentielle de microorganismes est la détection de COV microbiens (COVm). Pour cela, il est nécessaire de caractériser les COV émis et de mesurer les conditions hygrothermiques de la paroi afin de déterminer si ces conditions peuvent être favorables au développement microbien. Durant les essais, la salle équipée pour les mesures était fermée et rendue non accessible aux personnes extérieures à l'équipe projet afin de limiter les interactions parasites extérieures.

Le protocole suivi se décompose ainsi :

- Diagnostic du bâti, permettant d'évaluer qualitativement les environnements intérieur et extérieur du local, et de vérifier le fonctionnement général du système de ventilation,
- Suivi hygrothermique dans la masse d'une paroi, permettant d'identifier le lien éventuel entre le comportement hygrothermique de celle-ci et les émissions mesurées,
- Suivi des émissions surfaciques de COV par chacune des parois de la salle instrumentée,
- Détection des micro-organismes dans l'air et recherche de COVm liés à leur présence.

III. DIAGNOSTIC DU BÂTIMENT

Les sources de pollution potentielles ont été répertoriées ; aussi bien les sources extérieures et leur distance au bâtiment, que les sources de pollution potentielles intérieures (liées aux matériaux de construction, au mobilier, à l'utilisation et à l'entretien). De plus, le fonctionnement de la ventilation double flux de la salle étudiée a été contrôlé par des séries de mesures ponctuelles des débits à l'aide d'un débitmètre à fil chaud adapté aux bouches de soufflage et d'extraction, et le renouvellement d'air moyen évalué. Enfin, le comportement des occupants relatif aux habitudes d'aération a été qualifié. Ce diagnostic a permis de caractériser le bâtiment et son environnement afin de donner du contexte à la mesure et de donner des clefs d'interprétation des résultats des mesures réalisées dans l'air intérieur.

III. MESURES DANS L'AIR INTERIEUR DU SITE TEST

A. Mesure des COV dans l'air

Deux campagnes de mesures (été et hiver) de 15 jours chacune ont permis de combiner à la fois :

- Des mesures dynamiques : un screening de COV a été réalisé en continu par un GC (gas chromatography) de terrain à détecteur FID (détecteur à ionisation de flamme), avec un cycle de prélèvement / analyse d'1h30.
- Des mesures plus ponctuelles ont permis l'identification précise des composés détectés. 8 prélèvements de 3 h sur cartouches adsorbantes ont été faits sur une journée entière (24 h). Ces échantillons ont ensuite été analysés en laboratoire par chromatographie en phase liquide (COV légers) et gazeuse (C6 à C16), avec détection MS (spectromètre de masse).
- Des prélèvements par tubes passifs des aldéhydes sur 2 x 1 semaine (+ analyse labo).
- En complément, deux balises environnementales différentes ont permis de mesurer en dynamique (pas de 10 min) sur les 2 semaines le CO_2, les COV légers et totaux, ainsi que le formaldéhyde.

Cette diversité de données permet de caractériser l'air du local instrumenté, toutes sources de pollution confondues. Le croisement des données d'air ambiant avec les émissions en paroi permet de mettre en lumière la part de contribution de la paroi à la pollution de l'air.

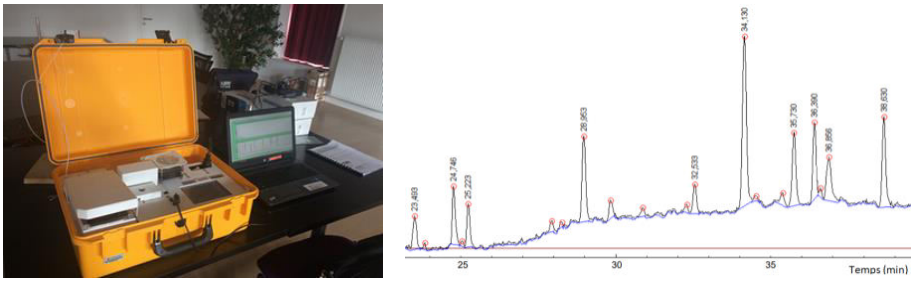


FIGURE 1: A gauche : le GC Companion de DPS Instruments dans sa mallette. A droite : Un exemple de chromatogramme obtenu. L'intensité du signal est représentée en fonction du temps, chaque pic est un composé (parfois plusieurs) retrouvé dans l'air. Source : Cerema

B. Prélèvements microbiens dans l'air

Ces mesures permettent, après mise en culture des échantillons prélevés, de vérifier si la présence d'isolants biosourcés entraîne une présence de spores de moisissures dans l'air plus importante ou non comparé à un isolant minéral. Le suivi microbiologique est assuré par prélèvements à l'aide d'un impacteur de type MASS 100, avec un échantillonnage de 5 minutes pour un débit de 100 L/min, ce qui correspond à un volume prélevé de 500 L pour chacun des prélèvements. Les mesures ont été réalisées en duplicata sur 3 demi-journées. Les milieux de culture utilisés sont le DRBC (Gélose au Dichloran Rose Bengale Chloramphénicol), DG 18 (gélose au Dichloran-Glycérol) et MEA (Gélose à l'Extrait de Malt) pour la flore fongique et R2A (Reasoner's 2A Agar) et GN (gélose nutritive) pour la flore bactérienne. Après échantillonnage, les milieux sont incubés à 25°C ± 1°C pendant 5 jours et les colonies dénombrées.

IV. EVALUATION DES EMISSIONS DES PAROIS IN SITU

A. Mesures de températures et d'humidités relatives au sein de la paroi

Le local instrumenté est un bâtiment ancien de plain-pied dont la structure lourde est en briques (de 32 à 35cm d'épaisseur). Il a été totalement réhabilité et terminé en décembre 2013 (seuls les murs en brique ont été conservés). Les parois instrumentées donnant sur l'extérieur sont représentées de manière simplifiée dans la Figure 2. La paroi est ainsi composée de deux plaques de plâtre de 18 mm (A et B - type "Prégyplac"), une couche de laine de bois de 60mm (C), une membrane d'étanchéité à l'air (D), une deuxième couche de laine de bois de 120 mm (E), d'un tasseau de bois de 20 mm (F-lame d'air) et de la maçonnerie extérieure (G - Brique 34 cm).

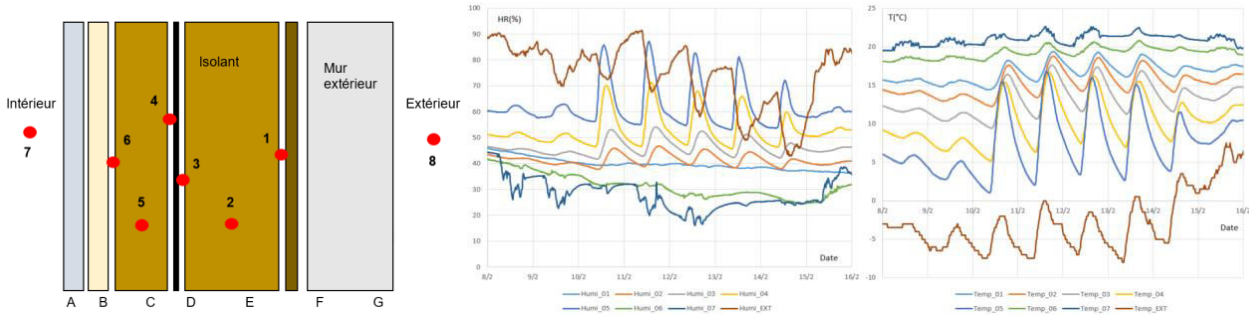


FIGURE 2 : A gauche : Coupe simplifiée de la paroi instrumentée du site n°1. Au milieu et à droite : évolution sur quelques jours de l'humidité relative en % (courbe du milieu) et de la température en °C (courbe de droite) aux points (de haut en bas sur la courbe de Température) 7, 6, 5, 4, 3, 2, 1 et 8 (février 2021). Source : Université d'Artois

Les mesures de températures et d'humidité relatives dans les différentes couches de la paroi, comme représentées en figure 2, permettent de compléter les mesures des émissions de polluants, afin de comprendre leur impact sur ces émissions. Reliés à une centrale d'acquisition et de stockage de données, les thermo-hygromètres de type Vaisala HMP 60 permettent la mesure des températures (°C) et humidités relatives (HR %) toutes les 10 minutes en continu durant 12 mois. Ils sont placés :

- Dans les volumes intérieur et extérieur,
- A l'interface plâtre/laine de bois,
- A mi-épaisseur des isolants laine de bois (60 mm et 120 mm),
- De part et d'autre de la membrane d'étanchéité à l'air ou pare-vapeur.

B. Evaluation des émissions des parois

Les mesures des émissions de COV en surface de paroi sont réalisées à l'aide d'une cellule FLEC (Field and Laboratory Emissions Cell). La paroi est mise en équilibre par l'injection d'air zéro pendant 24 h antérieurement à la réalisation des séries de 3 mesures successives. Environ 50 COV ont été quantifiés au

total. La majorité de ces composés étaient des aldéhydes, cétones et acides. D'après Pohleven at al. (2019), ces composés pourraient provenir de la laine de bois. Les taux d'émission de ces composés atteignaient environ 30 µg m^{-3} en été et étaient 3 à 15 fois supérieurs à ceux obtenus en hiver pour une augmentation moyenne de la température de 7 °C entre les deux saisons (figure 3).

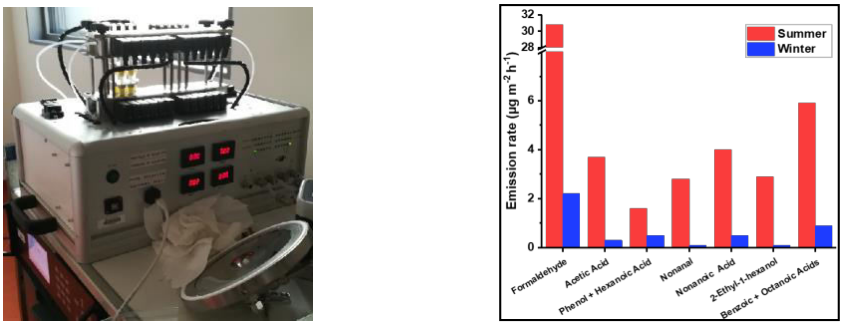


FIGURE 3 : A gauche, l'échantillonneur de l'IMT. A droite, un exemple des résultats obtenus (Braish, 2021) : La différence d'émission de certains COV majeurs entre l'été (en rouge) et l'hiver (en bleu) d'une paroi contenant un isolant biosourcé. Source : IMT Nord Europe

V. CONCLUSION

Sur site test, différentes mesures ont été réalisées dans et en surface d'une paroi et dans l'air ambiant afin de caractériser les émissions de COV, de comprendre leur impact sur la qualité de l'air intérieur et de vérifier si la température et / ou l'humidité influent sur ces émissions. En complément et afin de bien comprendre la contribution de chaque matériau de la paroi aux émissions constatées, ces tests *in situ* ont été complétés par des tests en laboratoire en conditions maîtrisées permettant de mieux qualifier et quantifier les émissions, notamment en COVm. Ainsi, l'évaluation des émissions en composés organiques volatils des matériaux seuls vient affiner ces résultats : ces évaluations ont été réalisées pour la laine de bois, le prégyplac, le pare-vapeur et les tasseaux. Enfin, la paroi réelle a été reproduite à l'identique dans un caisson environnemental, afin de lui imposer un flux hygrothermique maîtrisé et de mieux appréhender le risque de développement microbien dans la paroi, ainsi que son impact sur les émissions dans l'air intérieur du bâtiment. Les résultats obtenus sont encore préliminaires, mais ils n'indiquent pour le moment aucun impact négatif des matériaux biosourcés sur la qualité de l'air intérieur.

REFERENCES

Braish T. et al. (2021, June 21-23). *The Effect of Relative Humidity on the Emission of Volatile Organic Compounds (VOCs) from Building Materials* [paper presentation]. 17th International Healthy Buildings Conference, Norway, Europe

Braish T. et al. (2021). "Monitoring Mold growth and VOC Emissions from Wood Wool Insulations under Unfavorable Hygrothermal Conditions", in Cao G., Holøs S.B., Kim M. K., Schild P. G. (eds.), *Proceedings of the 17th International Healthy Buildings Conference 21-23 June 2021,* Norway, SINTEF Academic Press, pp. 599-605.

(https://www.sintefbok.no/book/index/1312/healthy_buildings_2021_europe_proceedings_of_the_17th_international_healthy_buildings_conference_2123_june_2021)

Pohleven, J. et al. (2019). Volatile organic compounds emitted from untreated and thermally modified wood - A review. Wood and Fiber Science, 51(3), 231–254. https://doi.org/10.22382/wfs-2019-023

Ce projet a été rendu possible grâce au soutien financier de l'Ademe sur le programme CORTEA et du Ministère de la Transition Ecologique

Valorisation de la poudre de verre et des déblais argileux calcinés flash dans un liant alcali-activé

Abdelhadi Bouchikhi[1,2], Mouhamadou Amar[1,2], Rim Bourich[3], Mahfoud Benzerzour[1, 2], Walid Maherzi[1, 2], Nor-Edine Abriak[1, 2]

[1.] *Univ. Lille, ULR 4515 - LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, F-59000 Lille, France*

[2.] *IMT Lille Douai, F-Code postal Ville, France*

[3 :] *Ecole Nationale supérieure des Mines de Rabat*

RESUME

Ce travail s'intéresse à la valorisation de déchets locaux à savoir des déchets de verre (DV), des cendres volantes (CV) et des déblais calcinés Flash. Afin de réaliser une matrice recomposée alcali-activée, une première étape consiste à optimiser l'activateur formé de NaOH (12, 10, 8 et 6 M) et de DV. Les résultats suggèrent que l'augmentation de la quantité de déchets de verre ainsi que l'augmentation de la molarité de NaOH conduisent à une diminution de l'étalement, et à une amélioration de la résistance en compression sur les mortiers. La deuxième étape est l'optimisation des formulations en NaOH (10 et 12 M avec 30% de DV et 70% de CV) pour substituer davantage les CV par les deux déblais (notés AM et FL) calcinés Flash à hauteur de 25%. Les résultats de lixiviation sont conformes aux seuils actuels pour les matières non dangereuses. De même, les résistances à la compression sont améliorées dans les matrices ternaires (DV, CV et AM/FL), notamment dans les matrices avec 12 M en NaOH.

Mots-clefs Étalement, Calcination Flash, Liant alcali-activé, Déblais.

I. INTRODUCTION

Depuis le siècle dernier, la Terre connait une augmentation nette de la température suite à d'importantes émissions de Gaz à Effet de Serre (GES), ce qui s'explique principalement par les activités humaines exercées dans les différents domaines (énergie, agriculture, transport, industrie, construction, résidentiel...) ("Changement climatique en 10 questions (Le) - La librairie ADEME," n.d.) . D'autre part, l'épuisement progressif des ressources naturelles non renouvelables a conduit à la nécessité de s'orienter vers une économie circulaire notamment par la valorisation des déchets en génie civil. Parmi les secteurs émetteurs des GES se trouve l'industrie cimentaire qui représente entre 7 et 9% des émissions globales de GES (Scrivener and Kirkpatrick, 2008). Les ciments sont des matières premières fines et homogènes jouant un rôle majeur dans le domaine de la construction. Quel que soit le type de ciments (Ciment Portland (CP) CEM I, CEM II, CEM III, CEM IV, CEM V ainsi que CEM VI), les principaux composants de base sont le calcaire (qui apporte du carbonate de calcium $CaCO_3$) et l'argile (qui apporte de la silice Si_2O, de l'alumine Al_2O_3, et de l'Oxyde Ferrique Fe_2O_3). Ces composants forment après cuisson une farine nommée « clinker ». Ceci nécessite une extraction d'une quantité importante de ressources naturelles (environ 1.7 tonnes de matières premières pour une tonne de ciment produit) ainsi que La clinkérisation se fait à 1450°C (clinker standard), donc un apport d'énergie conséquent qui atteint les 4200 kJ par tonne de ciment (Bouchikhi et al., 2021). Plusieurs travaux se sont focalisés sur le remplacement du ciment par de nouveaux liants tels que les liants alcalis activés (Pacheco-Torgal et al., 2007), les liants géopolymères, ou encore la substitution du ciment en valorisant des sous-produits (laitiers, cendres volantes, mâchefers, …). Cette étude s'intéresse à une valorisation binaire de déchets dans un liant alcali-activé avec, d'une part, du verre et de l'hydroxyde de soude comme activateur, et d'autre part, des cendres volantes comme source d'aluminosilicates. La sélection des formulations optimisées est basée sur des études mécaniques, microstructurale et environnementale.

II. MATÉRIAUX ET MÉTHODES

A. Matériaux

Les sources d'aluminosilicates utilisés dans cette étude sont les cendres volantes de classe F (classées conformément à la norme AS7M C618) et notées (CV). Le DV provient de la région des Hauts-de-France, leDV est de nature verre sodocalcique, broyé finement (d_{90}=16µm) identique a celle utilisé par (Bouchikhi et al., 2021). Le NaOH se présente sous forme de pastilles (pureté 98,8 %), fournies par Ficher Scientific pour la préparation des solutions alcalines à différentes concentrations. Le sable utilisé est sélectionné comme granulat de référence pour les mortiers 4 x 4 x 16 cm conformément à la

Les Fines (FL) et l'Argile (AM) sont constituées majoritairement de quartz, de calcite et de kaolinite (pour l'AM) dans des proportions distinctes. Les analyses FX montrent la présence de SiO_2 à : 57% (FL), 61% (AM) et d'Al_2O_3 : 13% (FL) et 18% (AM). Avant de procéder à la flash calcination, les matériaux sont séchés, concassés et broyées finement pour atteindre un d90< 25µm). . Le d50 est inférieur à 8 µm alors que les particules inférieures à 10 µm sont d'environ 80% de l'échantillon. Cette distribution granulaire est recommandée pour une calcination flash.

B. Méthodes

Les compositions chimiques des matériaux sont déterminées par la technique de fluorescence aux rayons X (FX) en utilisant un spectroscope (S4 PIONEER de chez BRUKER) avec une limite de détection de 0.02%. L'analyse de diffraction de rayon (XRD) a été réalisée à l'aide d'un diffractomètre D8 Focus de Bruker avec une anode en cobalt ($\lambda K\alpha_1$ = 1,79 Å) équipé d'un détecteur Lynx Eye (Bouchikhi et al., 2021). La granulométrie a été réalisée selon la norme NF ISO 13320-1 à l'aide d'un granulomètre Beckam Coulter LS13320XR par voie sèche et le système de dispersion et d'aspiration des particules. Cette analyse permet de donner la distribution granulaire de chaque matériau utilisé. Les échantillons sont restés dans des moules en polystyrène à l'étuve à température de 50 °C pour attendre une durée de cure de 1, 7 et 28 jours. Le test de maniabilité a été réalisé à l'aide de la table à secousse, selon la norme NF EN 1015-3. La norme NF EN 1015-6 donne trois classifications des mortiers suivant le diamètre d'étalement (mortier raide, plastique, fluide). La résistance à la compression est réalisée sur des éprouvettes 4*4*4 cm^3 en utilisant la presse Instrom de 15 tonnes avec une vitesse de 144 kN/min.

III. OPTIMISATION DE L'ACTIVATEUR (NAOH-VERRE)

La première étape consiste à optimiser l'activateur (NaOH+DV), pour cela, le plan expérimental s'appuie sur deux variables : la variation de DV entre 0 et 30% par rapport aux CV, et la variation de la molarité de NaOH entre 6 M et 12 M. Dans les formulations, les rapports liquide alcaline (NaOH+eau) / liant (CV+DV) et sable / (CV+DV) ont été fixés respectivement à 0,6 et à 3. Les diverses formulations ont été préparées selon le même protocole de malaxage et de moulage avec une cure à 50°C. Le tableau 1 présente les données récapitulatives des formulations. La deuxième étape consiste de substituer d'avantage le CV par les déblais.

TABLEAU 1: ***Protocole de formulation pour optimiser le verre et le NaOH***

Série	Formulation	CV (g)	DV (g)	Sable (g)	Molarité Mol/L	E/L
F0	FA0C0	450	0	1350	12	0,6
	FA0C1	450	0	1350	10	0,6
	FA0C2	450	0	1350	8	0,6
	FA0C3	450	0	1350	6	0,6
F1	FA1C0	405	45	1350	12	0,6
	FA1C1	405	45	1350	10	0,6
	FA1C2	405	45	1350	8	0,6
	FA1C3	405	45	1350	6	0,6
F2	FA2C0	360	90	1350	12	0,6
	FA2C1	360	90	1350	10	0,6
	FA2C2	360	90	1350	8	0,6
	FA2C3	360	90	1350	6	0,6
F3	FA3C0	315	135	1350	12	0,6
	FA3C1	315	135	1350	10	0,6
	FA3C2	315	135	1350	8	0,6
	FA3C3	315	135	1350	6	0,6

IV. RESULTATS ET DISCUSSIONS

A. Étalement et résistance à la compression

Les résultats de la figure 1 montrent que la substitution de CV avec le DV n'a aucun effet. La molarité donne plutôt un effet opposé sur l'étalement. L'étalement des formulations varie globalement entre 151 mm et 245 mm, ce qui correspond à des mortiers plastiques notamment pour les molarité12M et10M alors que à 6 M l'étalement plutôt fluide. Les résistances à la compression sont réalisées après

dans chaque série de formulations. L'optimum est plutôt observé pour le FA0C1 avec des résistances à la compression de 3, 40 et 29 MPa respectivement à 1, 7 et 28 jours. La substitution de CV par le DV à hauteur de 30% conduit à une amélioration des propriétés mécaniques notamment pour les formulations à base de molarité C2 (8M) et C3 (6M). Néanmoins, les formulations à base de C0 et C1 ont les performances en résistance à la compression les plus élevées (entre 25 et 38 MPa).

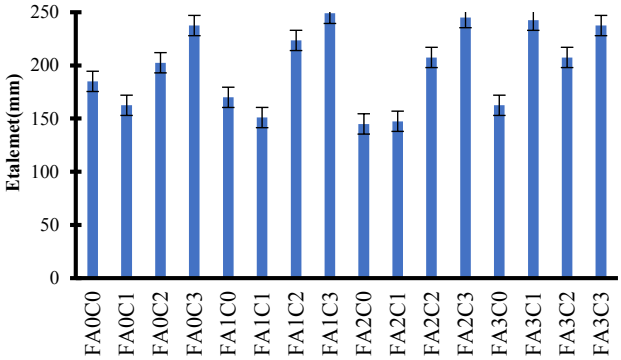


FIGURE 1 : ***Étalement des formulations à base de CV***

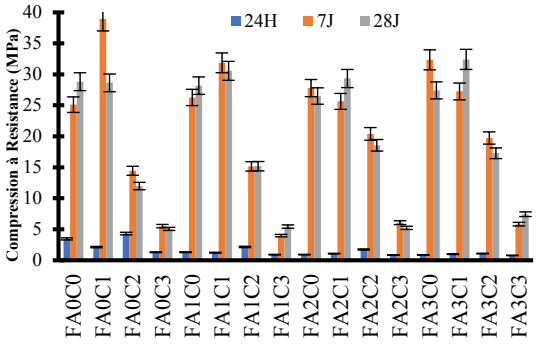


FIGURE 2 : ***Résistance à la compression des formulations à base de CV***

V. INCORPORATION DE DÉBLAIS

A. Optimisation de l'incorporation des déblais

La composition chimique des deux déblais est présentée au tableau 2.

	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	Autres
Argile (AM)	60.45	18.27	6.63	2.02	0.75	11.88
Fines (FL)	56.87	12.34	4.77	10.33	1.33	100

Deux séries de formulations ont été réalisées à partir de 45% de cendres volantes, 30% de verre et 25% de déblais (argile (AM) et fines (FL)), en fixant le même rapport liquide /solide de 0,6 avec des molarités en NaOH de C0(12M) et C1(10M). Les proportions des différents constituants sont données dans le tableau 3. Les tests de résistance à la compression sont effectués à 7 jours de cure (50°C), puisqu'à partir de 7 jours, l'évolution de la résistance est très faible en fonction du temps.

Tableau 3: Compositions des mélanges

Mélanges alcali-activés		Cendres volantes (g)	Verre (g)	Déblais (g)	Sable (g)	Molarité (g)	E/L (g)
Avec AM	FAAMC0	202,5	135	112,5	1350	12	0,6
	FAAMC1	202,5	135	112,5	1350	10	0,6
Avec FL	FAFLC0	202,5	135	112,5	1350	12	0,6
	FAFLC1	202,5	135	112,5	1350	10	0,6

B. Étalement et résistance à la compression

La figure 3 présente l'étalement des mortiers. L'étalement des deux déblais est presque le même pour la molarité à C0. Par contre, pour la molarité C1, les mortiers FAAMC1 se caractérisent par un étalement de 160 mm contre 150 mm pour les mortiers FAFLC1. L'ajoute des argiles AM et FL n'ont aucun effet sur la maniabilité des mortiers. Cette évolution peut être reliée à la composition chimique et minéralogique des deux argiles.

Les résultats de résistance à la compression donnés en figure 4 mettent en évidence que les propriétés mécaniques s'améliorent au cours du temps pour l'ensemble des formulations. Pour les formulations avec l'AM, les résultats à 1 jour sont très faibles (autour de 2 MPa) alors qu'à 7 et 28 jours ils sont d'environ 25 et 30 MPa. Dans les formulations avec FL, il peut être noté une légère amélioration à 1 jour de cure (autour de 4 MPa), alors que les résultats à 7 jours sont de 23 MPa et 21 MPa respectivement pour les molarités C0 et C1. Une amélioration significative à 28 jours est obtenue avec respectivement 33 MPa pour FAFLC0 et 28 MPa pour FAFLC1. Ces résultats restent corrects par rapport aux constatations pour les formulations optimisées dans la partie 2.2.

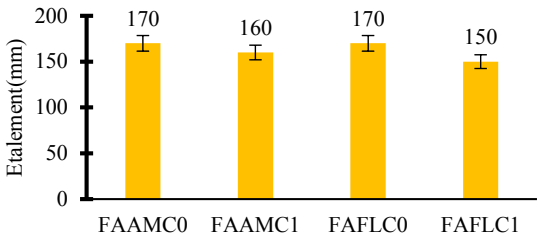


FIGURE 3 : *Évolution de l'étalement avec les déblais*

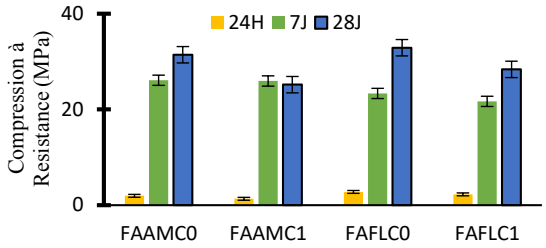


FIGURE 4: *Évolution des propriétés mécaniques en compression pour les formulations avec les déblais*

VI. OBSERVATION MEB

La figure. 5 présente des observations MEB sur des fractions des formulations FAAMC0 (A et B) et FAFLC0(C et D). L'utilisation de la solution de NaOH à 12M conduit à la fois à une dissolution des particules de DV (Figure 5-B) ce qui favorise l'apparition des silicates de sodium soluble, mais aussi à des réactions avec les particules aluminosilicates provenant de CV (Figure 5-B) ainsi que des déblais (Figure 5 C et D pour FL et AM respectivement). L'ensemble des réactions conduirait à la formation du gel de stabilisation (N-A-S-H). L'apparition d'aiguilles est liée à la carbonatation d'ions Na^+ libres qui n'ont pas réagi, de particules résiduelles de verre ainsi que de cendres volantes qui n'ont pas réagi sont resté de forme sphérique pour CV (Fig 5-A) ou des particules résiduelles de DV (Fig5-B).

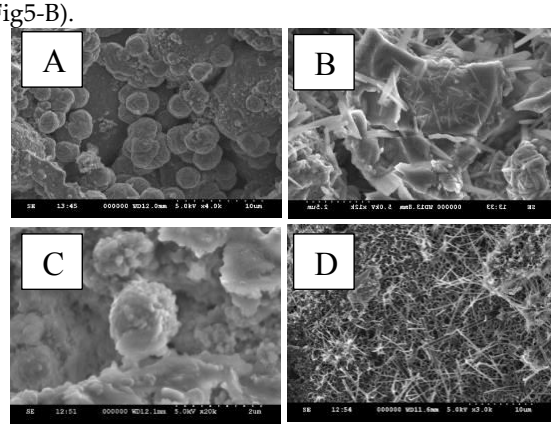


FIGURE 5 : ***Observations MEB des formulations FAAMC0 et FAFLC0.***

VII. CONCLUSION

Cette étude a évalué la possibilité d'utiliser le verre dans la production de liants alcali-activés en combinaison avec des cendres volantes ainsi que des déblais. La méthodologie proposée dans ce travail permet à la fois d'optimiser la molarité en NaOH mais aussi de connaitre le rôle de la poudre de verre dans la réaction suivant la durée de cure. Les résultats obtenus à l'état fais mettent en évidence une maniabilité compatible avec de nombreuses applications en génie civil (par exemple la construction de dalles, de poutres, etc.). La résistance à la compression a prouvé qu'une amélioration des propriétés mécaniques a lieu au cours du temps. La molarité a eu une influence linéaire sur la résistance à la compression. L'utilisation de verre jusqu'à 30% par rapport à CV a légèrement diminué les propriétés mécaniques après 24h de cure, tandis qu'après 7 jours de cure, les propriétés mécaniques s'améliorent pour atteindre des résultats comparables à ceux de référence avec 100% cendres volantes.

VIII. BIBLIOGRAPHIE

Bouchikhi, A., Mamindy-Pajany, Y., Maherzi, W., Albert-Mercier, C., El-Moueden, H., Benzerzour, M., Peys, A., Abriak, N.E., 2021. Use of residual waste glass in an alkali-activated binder – Structural characterization, environmental leaching behavior and comparison of reactivity. Journal of Building Engineering 34, 101903. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101903

Changement climatique en 10 questions (Le) - La librairie ADEME [WWW Document], n.d. URL https://librairie.ademe.fr/changement-climatique-et-energie/1410-changement-climatique-en-10-questions-le-9791029710698.html (accessed 2.19.22).

Pacheco-Torgal, F., Castro-Gomes, J., building, S.J.-C. and, 2008, undefined, 2007. Alkali-activated binders: A review: Part 1. Historical background, terminology, reaction mechanisms and hydration products. Elsevier. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2007.10.015

Scrivener, K.L., Kirkpatrick, R.J., 2008. Innovation in use and research on cementitious material. Cement and Concrete Research 38, 128–136. https://doi.org/10.1016/J.CEMCONRES.2007.09.025

Evaluation du risque de fissuration due au retrait gêné des structures en béton

Jean Michel Torrenti[1]

[1] *Université Gustave Eiffel, département Matériaux et structures, France*

RESUME L'annexe D du futur EC2 donne des recommandations pour estimer le risque de fissuration par retrait gêné des structures en béton. En effet, si les déformations sont gênées, il y a apparition de contraintes de traction dues aux retraits du béton et donc un risque de fissuration. Après une description de l'annexe D, les recommandations sont appliquées à un cas bien documenté : les murs du site de la centrale nucléaire de Civaux. L'estimation du risque de fissuration dans les cas présentés est en bon accord avec les constatations expérimentales.

Mots-clefs béton, fissuration, jeune âge, retrait gêné

I. INTRODUCTION

L'annexe informative D du projet de prEN 1992-1-1 ver. 2021-01 du futur Eurocode 2 (EC2) donne une méthode d'évaluation de la fissuration au jeune âge et à long terme en cas de retrait gêné. Ici, nous ne considérons que le risque de fissuration au jeune âge. Après une présentation générale de l'annexe, celle-ci est appliquée au cas des murs de Civaux.

Le risque de fissuration $R_{cr}(t)$, qu'il convient de maintenir inférieur à 1, est évalué au moyen de la relation suivante : $R_{cr}(t) = \frac{\sigma_c(t)}{0{,}8\, f_{ct,eff}(t)}$ [éq. 1]

où $\sigma_c(t)$ est la contrainte dans le béton et $f_{ct,eff}(t)$ est la résistance à la traction à l'instant t (une évaluation expérimentale ou la relation proposée dans l'annexe B de EC2 pourrait être utilisée). Le coefficient 0,8 correspond à un effet de chargement soutenu (couplage entre fluage et endommagement, voir par exemple (Torrenti, 2018)).

Dans le cas de retrait gêné, des contraintes de compression sont d'abord générées dans les structures massives en raison de l'élévation de la température, puis des contraintes de traction apparaissent lors du refroidissement. La figure 1 (reprise de l'annexe D du prEN 1992-1-1 ver. 2021-01) donne un exemple d'évolution de la contrainte. Pour évaluer le risque de fissuration, on a besoin de définir (cf. figure 2) T_{ci} la température du béton frais, $T_{c,max}$ la température maximale du béton due à la chaleur d'hydratation, T_0 la température de l'ouvrage empêchant le retrait (et correspondant à la température finale). Ces températures doivent être connues ou évaluées au moyen d'une modélisation de la réaction d'hydratation du ciment (voir par exemple (Azenha et al., 2021)) ou avec l'utilisation d'unetapese méthode simplifiée (voir par exemple les directives françaises pour la prévention de la formation retardée d'ettringite (Beaufort et al., 2017)).

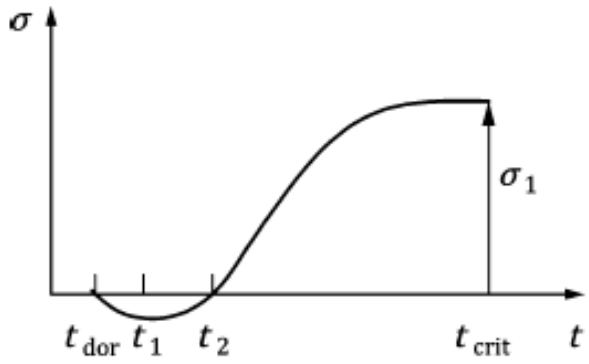


FIGURE 1. Evolution de la contrainte. t_2 est l'instant où la contrainte passe de compression à traction. La valeur par défaut est 1 jour.

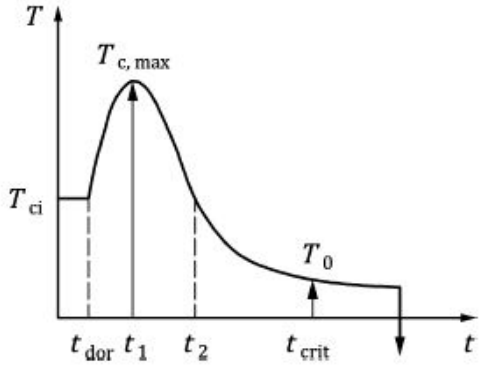


FIGURE 2. Histoire de température de l'élément structurel considéré.

II. EVALUATION DES CONTRAINTES AU JEUNE AGE

Au jeune âge, la contrainte est générée par le refroidissement et par l'effet du retrait endogène depuis t_2 et par le fait que le retrait est en partie gêné (effet des conditions aux limites). Cet effet est considéré au moyen du facteur R_{ax} (« retsraint factor »). Ce facteur est obtenu au moyen de l'équation suivante : $R_{ax} = 1 - \frac{\varepsilon_{restr}}{\varepsilon_{imp}}$ [éq. 2]

où ε_{restr} est la déformation compte tenu des conditions aux limites et ε_{imp} est la déformation imposée. Le rapport $\frac{\varepsilon_{restr}}{\varepsilon_{imp}}$ peut être estimé selon une analyse élastique linéaire, et peut tenir compte du phasage de construction, le cas échéant.

Pour le cas très courant d'un mur, une valeur simplifiée R_{ax} = 0,5 peut être adoptée. Dans le cas d'une structure ayant une géométrie plus complexe qu'un mur, un calcul élastique permet l'estimation de R_{ax}. La contrainte est obtenue au moyen de l'équation suivante :

$$\sigma_c(t_{crit}) = R_{ax,1}\frac{E_c(t_2)}{1+\chi\varphi_{st}}\left(k_{temp}\alpha_T(T_{max} - T_0) + (\varepsilon_{cbs}(t_{crit}) - \varepsilon_{cbs}(t_2))\right) \quad \text{[éq. 3]}$$

où $E_c(t_2)$ est le module d'élasticité du béton à l'instant t_2, k_{temp} est un facteur prenant en compte la réduction de température de t_1 à t_2 (voir Figure 2) et peut être pris égal à 0,9 (si t_1 et t_2 ne sont pas connus), α_T est le coefficient de dilatation thermique du béton, ε_{cbs} est le retrait endogène du béton, $\chi\varphi_{st}$ rend compte de la relaxation par fluage à court terme qui est importante, malgré le temps court, en raison de la faible maturité du béton et la présence de chaleur d'hydratation. Sa valeur peut être estimée par défaut à 0,55.

III. APPLICATION AU CAS DES MURS DE CIVAUX

Durant la construction des enceintes des centrales nucléaires de Civaux, deux murs d'essai ont été réalisés afin de reproduire les conditions de retrait gêné lors des levées successives nécessaires à la réalisation des enceintes (Ithuralde et Costaz, 93). Un mur a été réalisé en béton ordinaire (B11) et l'autre en béton hautes performances (BHP). Les murs, épais de 1m20, hauts de 1m90 et long de 20m et coulés sur un radier rigide, étaient équipés de sondes de température afin de suivre

l'évolution de celle-ci. La formulation du béton hautes performances (cf. tableau 1) avait été étudiée par F. de Larrard de manière à diminuer le dégagement de chaleur et, en conséquence, les contraintes au jeune âge (Ithurralde et Costaz, 93).

TABLEAU 1. Composition des deux bétons testés

Béton	Gravier (kg/m³)		Sable (kg/m³)	Ciment CEMII (kg/m³)	Filler calcaire (kg/m³)	Fumée de silice (kg/m³)	Plastifiant (l/m³)	Eau (l/m³)
	12.5/25	5/12.5						
B11	783	316	772	350	-	-	1	195
BHP	791	309	759	266	114	40	7.7	161

La figure 3 donne l'évolution des températures au centre des murs. On peut voir, même si les températures initiales sont différentes, que la formulation BHP permet bien de réduire la température maximale atteinte dans le mur. Le tableau 2 présente les valeurs utilisées pour appliquer l'équation 3. L'estimation du risque de fissuration donne une valeur du risque de fissuration R_{cr} supérieur à 1 dans les deux cas mais très largement pour le mur en béton B11. Et le mur B11 présentait effectivement 8 fissures verticales (1×40 µm+4×100 µm+2×200 µm+1×500 µm) alors que le mur BHP n'avait qu'une seule fissure, ouverte de 100µm (figure 4).

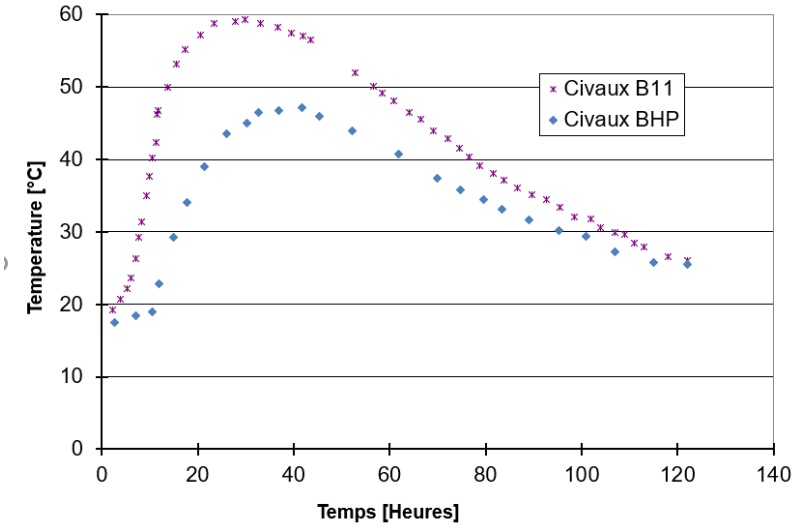


FIGURE 3. Evolution de la température de la sonde 3 située au milieu des murs

TABLEAU 2. Valeurs utilisées pour appliquer l'équation 3 – Il faut noter que les valeurs des modules d'Young à t_2 sont estimées à partir des valeurs finales des modules données dans la référence (Benboudjema et Torrenti, 2008) et que les résistances en traction sont celles de la même référence. Ces valeurs sont des estimations à partir de l'estimation de la maturité du béton à t_2, ces mesures n'ayant pas été réalisées au jeune âge.

	B11	BHP		B11	BHP
t_2 (h)	120	120	$R_{ax,1}$	0,5	0,5

$E_c(t_2)$ (MPa)	30000	34000	1+ $\chi\varphi_{st}$	1,55	1,55
T_{max} (°C)	59	46	T_0 (°C)	15	15
k_{temp}	0,9	0,9	σ_1 (MPa)	4,17E+00	3,22E+00
α_T (/°C)	1,00E-05	1,00E-05	$f_{ct,eff}(t_{crit})$ (MPa)	2,5	3,2
$\varepsilon_{cbs}(t_{crit}) - \varepsilon_{cbs}(t_2)$	3,50E-05	1,50E-05	**Cracking risk R_{ax}**	**2,1**	**1,3**

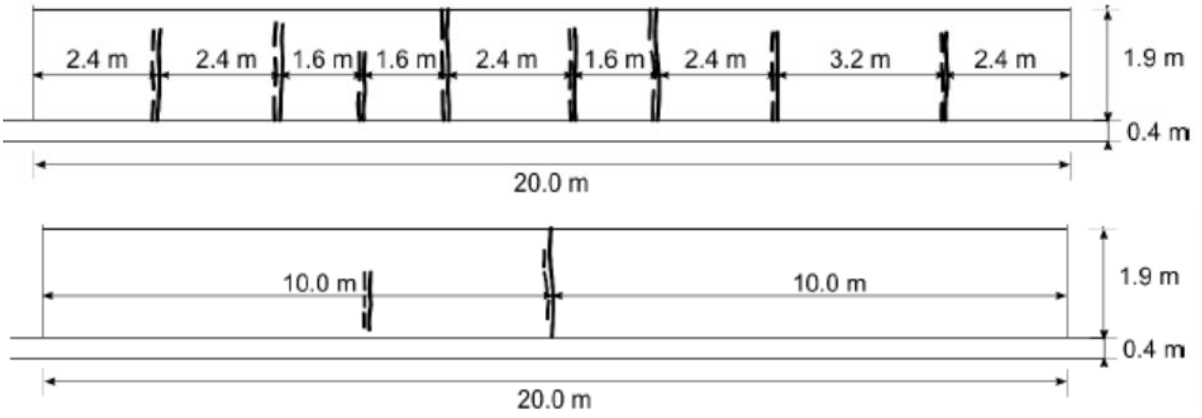


FIGURE 4. Relevé de fissuration des murs de Civaux (en haut le mur B11 et en bas le mur BHP)

IV. CONCLUSIONS

L'application de l'annexe D du futur EC2 permet d'estimer le risque de fissuration d'une structure en béton lorsque le retrait est gêné. Son application au cas du retrait gêné au jeune âge des murs de Civaux montre que les résultats sont en bon accord avec les constatations expérimentales. Ce résultat doit être confirmé sur d'autres structures comme celles testées lors du PN CEOS (Buffo-Lacarrière et al., 2016).

REFERENCES

Benboudjema, F., & Torrenti, J. M. (2008). Early-age behaviour of concrete nuclear containments. Nuclear engineering and design, 238(10), 2495-2506.

Buffo-Lacarriere, L., Baron, S., Barré, F., Chauvel, D., Darquennes, A., Dubois, J. P., ... & Torrenti, J. M. (2016). Restrained shrinkage of massive reinforced concrete structures: results of the project CEOS. fr. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 20(7), 785-808.

Ithurralde, G. J. B., & Costaz, J. L. (1993). HPC for the Improvement of Tightness of Nuclear Reactor Containments in Case of Severe Accidents. ACI Special Publication, 140, 227-238.

Torrenti, J. M. (2018). Basic creep of concrete-coupling between high stresses and elevated temperatures. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 22(12), 1419-1428.

Effet du sédiment de dragage et du rapport SiO_2/Al_2O_3 sur la résistance et la porosité des mortiers « One part geopolymer »

Elie Mahfoud[1 2 3], Walid Maherzi[1 2], Mahfoud Benzerzour[1 2], Khadim Ndiaye[3], Salima Aggoun[3]

[1] *IMT Nord Europe, Institut Mine-Télécom, Centre for Materials and process, F-59000, Lille, France*

[2] *Univ. Lille, Institut Mine-Télécom, ULR 4515 – LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, F-59000, Lille, France (Correspondant : elie.mahfoud@imt-nord-europe.fr)*

[3] *CY Cergy Paris Université, L2MGC, F-95000 Cergy, France. (Correspondant : elie.mahfoud@cyu.fr)*

RESUME Cet article vise à la détermination de l'effet d'incorporation des sédiments de dragage dans les mortiers géopolymères "One part geopolymer" sur les résistances mécaniques et la porosité. De plus, l'effet du rapport molaire SiO_2/Al_2O_3 sur ces deux paramètres a été mis en évidence. Pour ce faire, quatre sources d'aluminosilicates ont été utilisées pour obtenir des mortiers géopolymères avec des rapports molaires SiO_2/Al_2O_3 compris entre 2,5 ; 3 ; 3,5 et 4. Les quatre sources aluminosilicates étant les cendres volantes **CV**, et trois poudres **CVSn** préparées à partir d'un mélange de **CV** et un sédiment de dragage avec n le pourcentage du sédiment (n=15, 30 et 50). Les résultats ont montré que l'incorporation des sédiments peut améliorer les performances mécaniques et la porosité avec un optimum de 15% de sédiments en substitution des CV. Aussi, il a été démontré que pour chaque pourcentage de substitution, il existe un rapport molaire SiO_2/Al_2O_3 optimal (4 pour 0% ; 3 pour 15% ; 3,5 pour 30% et 4 pour 50%).

Mots-clefs Sédiments, géopolymères, valorisation, performances mécaniques, durabilité.

I. INTRODUCTION

La production mondiale de ciment Portland ne cesse d'augmenter ces dernières années. Cette augmentation pose de sérieux problèmes environnementaux en raison du volume important de CO_2 rejeté dans l'atmosphère (Madheswaran et al., 2013). Une des pistes pour diminuer l'empreinte carbone du secteur de la construction, est la diminution de la teneur en ciment dans les matériaux de construction. Pour ce faire, l'utilisation de liants alternatifs tels que les liants géopolymères ou bien alcali-activés semble être une solution. De plus, plusieurs travaux ont montré que les géopolymères présentent une meilleure durabilité, comparés aux matrices cimentaires (Kabir et al., 2015), tel que la carbonatation, la diffusion chlorure (Law et al., 2015), la stabilité volumétrique (fluage et retrait) (Sagoe-Crentsil et al., 2013). Néanmoins, ces performances dépendent de plusieurs paramètres comme la solution d'activation, le type de cure, le rapport molaire SiO_2/Al_2O_3, etc. En parallèle, chaque année une très grande quantité de sédiments sont dragués dans les ports et les voies navigables. En France, environ 50 millions de m^3 de sédiments

sont produits. De ce fait, la valorisation des sédiments de dragage est devenue un enjeu économique et écologique majeurs. De par leur composition minéralogique les sédiments peuvent constituer une source d'aluminosilicate nécessaire pour les réactions de géopolymérisation.
Dans cette étude l'objectif était de valoriser des sédiments de dragage dans un éco-liant géopolymère et d'étudier l'effet du rapport molaire $SiO_2/Al2O_3$ sur les propriétés mécaniques et un indicateur de durabilité, qui est la porosité des mortiers géopolymères de type « **One part geopolymer** » (Luukkonen et al., 2017).

II. ETUDE EXPERIMENTALE

A. Matériaux

Plusieurs matériaux ont été utilisés, quatre sources aluminosilicates : les cendres volantes **CV** et trois poudres **CVSn** préparées à partir d'un mélange de **CV** et un sédiment de dragage de Noyelles-sous-Lens **NSL** avec n le pourcentage du sédiment (n=15, 30 et 50). Ces trois mélanges ont été calcinés à 800 °C durant 2h. La température de calcination a été choisie suite aux résultats thermogravimétriques (FIGURE 1). Concernant l'activateur alcalin, la poudre d'activation **SS** est formée de 75% de silicate de sodium commercial et 25% du soude NaOH. Un sable normalisé a été utilisé pour la formulation de mortiers.

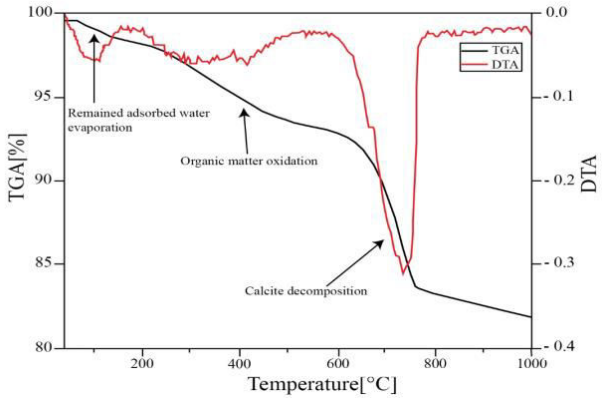


FIGURE 1. TGA du sédiment brut NSL

TABLEAU 1. Compositions chimiques des matériaux (%g/g massique).

Comp %	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	Na_2O	K_2O	SO_3	TiO_2	P_2O_5	ZnO	L.O.I 950°C	Total
NSL	39,62	9,64	5,12	10,57	0,88	0,69	1,84	0,22	0,6	2,1	0,27	27,63	99,17
CV	51	26,1	5,8	2,3	1,6	1	4,5	Traces	0,9	0,3	Traces	3,8	97,3
CVS15	49,6	24,6	6,1	3,4	1,4	0,8	4,1	0,3	0,9	0,5	Traces	6,6	98,3
CVS30	48,9	22,6	6,1	5,7	1,4	0,9	3,8	0,5	0,8	0,6	0,1	7	97
CVS50	48	19,8	5,7	8,3	1,3	0,7	3,4	0,2	0,8	1	0,2	9,6	99

B. Caractérisation des matériaux

Différents essais de caractérisation ont été effectués sur les CV, CVS15, CVS30 et CVS50 avant de les utiliser dans la formulation des mortiers géopolymères. La distribution granulométrique des poudres a été mesurée par l'analyseur de particules laser COULTER type LS 13 320 (FIGURE 2). La composition chimique des matières premières a été identifiée par analyse de fluorescence X (FRX) (TABLEAU 1). La minéralogie des poudres a été étudiée à l'aide de l'analyse DRX (appareil DRX Bruker D2 Advance équipé d'un rayonnement Cu Kα, λ = 1,5406 Å) avec l'angle acquis 2θ de 5◦ à 80◦ et un pas de 0,02 (FIGURE 3).

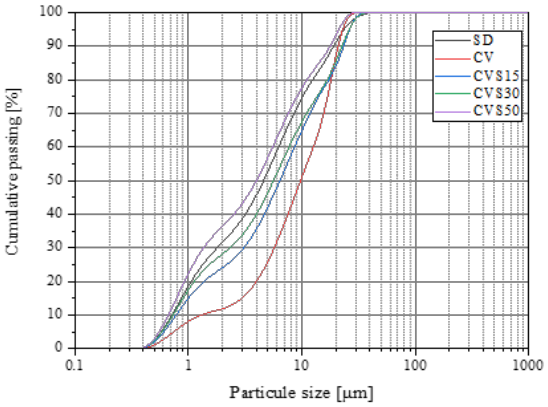


FIGURE 2. Granulométrie des différentes poudres

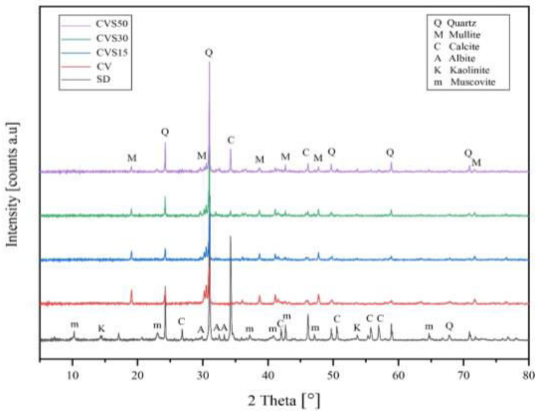


FIGURE 3. DRX des différentes poudres

C. Formulations

Les formulations ont été réalisés selon la norme EN 196-1. En tout, 16 formulations ont été réalisées (4 pour chaque type de liant), tout en variant le rapport molaire m = SiO_2/Al_2O_3 entre 2,5 ; 3 ; 3,5 ; 4. Les échantillons formulés ont été conservés à 50 °C. Pour varier le rapport molaire SiO_2/Al_2O_3, on a optimisé la quantité de la poudre d'activation SS. Le rapport eau sur liant E/L a été fixé à 0.5 pour toutes les formulations.

D. Résistance à la compression simple

Les résistances à la compression simple (UCS) à 7 et 28 jours ont été réalisées sur les échantillons de dimension 4x4x16 cm^3 selon la norme EN 196-1 à l'aide d'une presse mécanique / 5500R - 150 kN (Instron).

E. Porosité mercure

La porosité est un indicateur de durabilité très important car les interactions avec le milieu extérieur passent par cette porosité. Les essais ont été réalisés avec un appareil de la marque Micromeritics Autopore IV. Les mesures ont été prises à 28 jours pour les échantillons des formulations optimales.

II. RESULTATS

A. Résistance à la compression

La FIGURE 4 présente les résultats de mesure des résistances à la compression simple. Le rapport optimale m=SiO_2/Al_2O_3 est 4 ; 3 ; 3.5 ; 4 pour les poudres CV, CVS15, CVS30 et CVS50 respectivement. D'après ces résultats, les résistances à la compression augmentent entre 7 jours et 28 jours de cure, ce qui montre que le processus de géopolymérisation suit une certaine cinétique. De plus, on remarque qu'un excès de silicate peut entrainer une diminution des résistances mécaniques pour les formulations CVS15 et CVS30. Ces résultats sont en accord avec les conclusions de plusieurs études précédentes (Duxson et al., 2007; Kioupis et al., 2020; Marvila et al., 2021). Selon (Kioupis et al., 2020) l'introduction de silicium supplémentaire dans la synthèse, à travers la solution d'activation, favorise la préparation de produits géopolymériques avec des performances mécaniques améliorées. Selon (Duxson et al., 2007), les ions silicium supplémentaires favorisent la formation de la matrice géopolymère en agissant comme des points de nucléation pour les réactions de polycondensation. L'ajout de silice au-delà de l'optimum a un effet négatif sur le développement de la résistance. Il semble que l'excès d'ions silicium dans la solution d'activation limite la dissolution du précurseur d'aluminosilicate en déplaçant la réaction de dissolution vers la gauche (Kioupis et al., 2020). Il apparait également que la valeur optimale du rapport SiO_2/Al_2O_3 varie d'un liant à l'autre. Ceci peut être expliqué par la différence du taux SiO_2 réactif identifié par l'analyse FX. Cette quantification peut être réalisée par un essai ^{29}Si RMN. D'après ces résultats, les sédiments calcinés peuvent constituer une source d'aluminosilicate nécessaire pour le processus de géopolymérisation (Lirer et al., 2017; Mostefa et al., 2018) et même pour des pourcentages d'incorporation très importants (pour 15 % ; UCS = 50.53 MPa, pour 30% ; UCS = 30.8 MPa et pour 50% ; UCS = 23 MPa).

B. Porosité mercure

La porosité à mercure a été mesurée pour les quatre formulations optimales (CV-4 ; CVS15-3 ; CVS30-3.5 ; CVS50-4). La FIGURE 5 montre les résultats de mesure réalisés sur l'ensemble des formulations. Pour la formulation témoin CV-4 (sans sédiments) la majorité des pores sont autour de 5 µm. L'ajout des sédiments a permis le développement des nouvelles familles de pores plus petites. En effet, pour CVS15, il existe trois familles de pores (0.2 ; 0.03 et 0.009 µm) et ce qui explique la résistance à la compression élevée. La classification de la porosité en fonction du diamètre des pores permet de distinguer quatre types de porosité : la porosité inoffensive (<20 nm), la porosité moins nocive (20-50 nm), la porosité nocive (50-200 nm) et la porosité plus nocive (>200 nm). Cette classification peut être considérée comme un indicateur de durabilité (Zhao et al., 2021). La FIGURE 6 montre une augmentation des faibles porosités lors de l'ajout du sédiment. La diminution de la taille des pores avec l'augmentation de la quantité de sédiments peut être expliquée d'un point de vue physique, par l'empilement granulaire des sédiments non réagis en raison de leur finesse. Cette diminution peut aussi être liée chimiquement à la probabilité de formation d'un nouveau gel géopolymère (C-A-S-H) en raison de la quantité de calcium dans les sédiments.

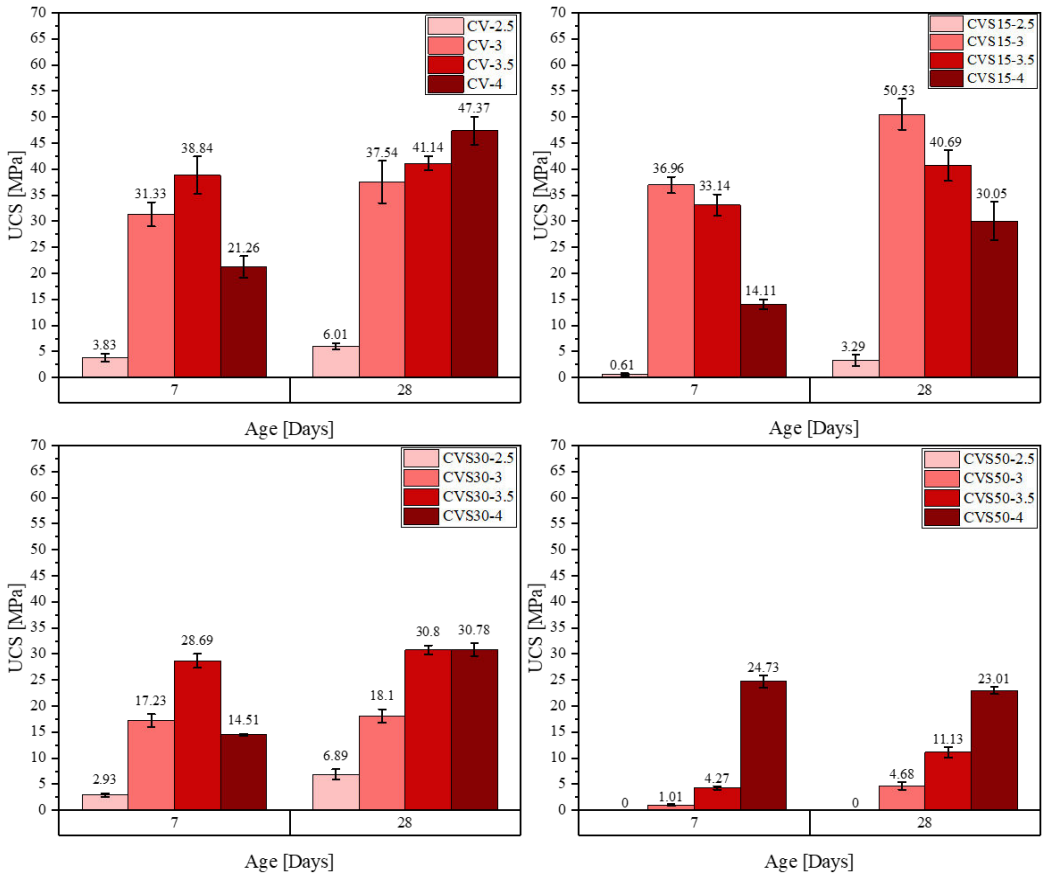


FIGURE 4. Résistance à la compression à 7 et 28 jours pour chaque type de liant

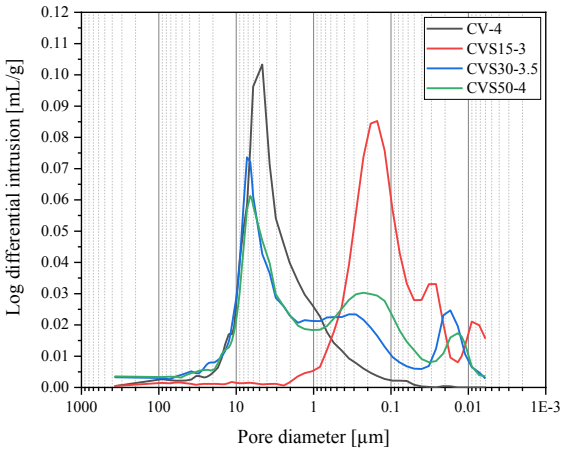


FIGURE 5. Distribution des tailles des pores à 28j

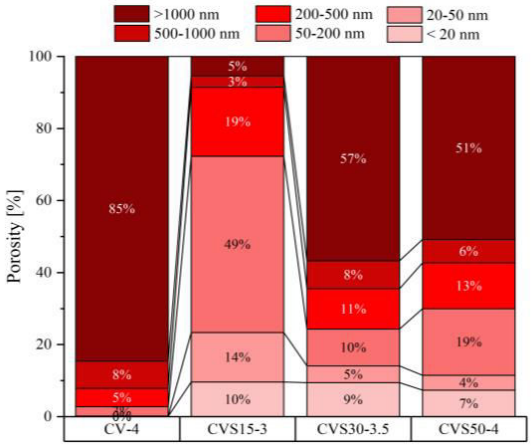


FIGURE 6. Distribution des porosités

CONCLUSION

Cette étude a porté sur la valorisation des sédiments de dragage dans un éco-liant géopolymère « one part geopolymer ». Elle a permis de montrer l'effet de la substitution de CV par les sédiments dans la partie source aluminosilicate (15% ; 30% et 50%). De plus, une variation du rapport molaire SiO_2/Al_2O_3 a été réalisée afin de déterminer son effet et le rapport optimal pour chaque liant. Les résultats de cette étude (Résistance à la compression et porosité mercure) ont montré que :

- La substitution de la cendre volante par les sédiments améliore la résistance à la compression, avec un optimum de 15% de substitution des CV par les sédiments.
- La substitution des CV par les sédiments améliore la durabilité du mortier en diminuant la taille des pores.
- Le rapport SiO_2/Al_2O_3 a une influence majeure sur la résistance à la compression.

REFERENCES

Duxson, P., Mallicoat, S.W., Lukey, G.C., Kriven, W.M., van Deventer, J.S.J., 2007. The effect of alkali and Si/Al ratio on the development of mechanical properties of metakaolin-based geopolymers. Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects 292, 8–20. https://doi.org/10.1016/j.colsurfa.2006.05.044

Kabir, S.M.A., Alengaram, U.J., Jumaat, M.Z., Sharmin, A., Islam, A., 2015. Influence of Molarity and Chemical Composition on the Development of Compressive Strength in POFA Based Geopolymer Mortar. Advances in Materials Science and Engineering 2015, 1–15. https://doi.org/10.1155/2015/647071

Kioupis, D., Skaropoulou, A., Tsivilis, S., Kakali, G., 2020. Valorization of Brick and Glass CDWs for the Development of Geopolymers Containing More Than 80% of Wastes. Minerals 10, 672. https://doi.org/10.3390/min10080672

Law, D.W., Adam, A.A., Molyneaux, T.K., Patnaikuni, I., Wardhono, A., 2015. Long term durability properties of class F fly ash geopolymer concrete. Mater Struct 48, 721–731. https://doi.org/10.1617/s11527-014-0268-9

Lirer, S., Liguori, B., Capasso, I., Flora, A., Caputo, D., 2017. Mechanical and chemical properties of composite materials made of dredged sediments in a fly-ash based geopolymer. Journal of Environmental Management 191, 1–7. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2017.01.001

Luukkonen, T., Abdollahnejad, Z., Yliniemi, J., Kinnunen, P., Illikainen, M., 2017. One-part alkali-activated materials: A review. Cement and Concrete Research 103. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.10.001

Madheswaran, C.K., Gnanasundar, G., Gopalakrishnan, N., 2013. Effect of molarity in geopolymer concrete [WWW Document]. undefined. URL /paper/Effect-of-molarity-in-geopolymer-concrete-Madheswaran-Gnanasundar/df8334da591f069d6ad9e9f568c6e07736aec9ad (accessed 1.22.21).

Marvila, M.T., Azevedo, A.R.G., Delaqua, G.C.G., Mendes, B.C., Pedroti, L.G., Vieira, C.M.F., 2021. Performance of geopolymer tiles in high temperature and saturation conditions. Construction and Building Materials 286, 122994. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122994

Mostefa, F., Bouhamou, N.E., Mesbah, H.A., Aggoun, S., Mekhatria, D., 2018. Sedimentary Clays as Geopolymer Precursor. JERA 39, 97–111. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/JERA.39.97

Sagoe-Crentsil, K., Brown, T., Taylor, A., 2013. Drying shrinkage and creep performance of geopolymer concrete. Journal of Sustainable Cement-Based Materials 2, 35–42. https://doi.org/10.1080/21650373.2013.764963

Zhao, S., Xia, M., Yu, L., Huang, X., Jiao, B., Li, D., 2021. Optimization for the preparation of composite geopolymer using response surface methodology and its application in lead-zinc tailings solidification. Construction and Building Materials 266, 120969. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120969

Harmonisation des techniques de mesure de la perméabilité au gaz en vue d'une exploitation *in situ*

J. Verdier[1], S. Multon[1], H. Cagnon[1], A. Nehme[1]

[1] *Université de Toulouse ; UPS, INSA ; LMDC (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions) ; 135, avenue de Rangueil ; F-31 077 Toulouse Cedex 04, France*

RESUME La perméabilité est un indicateur de durabilité reconnu permettant d'évaluer entre autres l'étanchéité des ouvrages, notamment du nucléaire, pour lesquels les propriétés de confinement sont essentielles. Plusieurs techniques de mesure sont utilisées pour déterminer une valeur de perméabilité apparente, qui diffère selon la nature de la technique utilisée. La technique de mesure en surpression et régime permanent est la seule à faire l'objet d'une norme (XP-P18-463), la perméabilité obtenue par cette technique sera considérée ici comme perméabilité de référence. Les techniques en dépression (régime permanent ou transitoire) conduisent à une perméabilité supérieure du fait de la nature des écoulements non visqueux mis en jeu et/ou des gradients de pression évolutifs présents dans l'échantillon. L'objectif de l'article est de proposer une méthode d'harmonisation des techniques permettant de remonter à la perméabilité de référence quelle que soit la technique utilisée.

Mots-clefs : perméabilité au gaz, durabilité, étanchéité, dépression, mesure *in situ*

I. INTRODUCTION

Les centrales nucléaires double parois font régulièrement l'objet d'inspections afin de vérifier leur étanchéité en cas d'accident. Des incertitudes demeurent sur l'évaluation des fuites singulières et des mesures de perméabilité complémentaires sont souhaitées. Ainsi une technique de mesure *in situ* est nécessaire. Elle peut être basée sur la mesure au perméamètre Torrent TPT, mesure de surface en dépression et, régime transitoire qui s'écarte de la mesure normative et reste difficilement interprétable. Afin de pouvoir proposer une meilleure interprétation de l'essai *in situ*, une méthodologie de laboratoire a été développée. Celle-ci consiste à déterminer la perméabilité apparente de référence en surpression et régime permanent (CEMBUREAU) pour plusieurs bétons dans des états de saturation variables, puis de confronter cette valeur à celles obtenues en dépression et régime permanent, puis en dépression et régime transitoire, configuration qui se rapproche le plus de la mesure *in situ*. Finalement des corrélations sont proposées dans le but d'harmoniser les différentes techniques.

II. MATERIAUX ET METHODES

- Matériaux et conditionnement

Les formulations ont été choisies pour que les bétons étudiés couvrent une assez large gamme de porosité et soient représentatifs des bétons de sites du point de vue des transferts. Notre travail étant inscrit dans le cadre global du projet ENDE, le béton ENDE (E / C = 0,52, fc28 = 46,8 MPa, porosité = 15,2 %) formulé est celui utilisé sur Vercors (maquette de centrale nucléaire à l'échelle 1/3). Les deux autres bétons sont : un béton ordinaire (BO – E/C = 0,64, fc28 = 40,2 MPa, porosité = 18 %) et un béton à haute performance à base du CEM I (BHP – E/C = 0,43, fc28 = 57,8 MPa, porosité = 13,5 %). Cure de 60j en eau de chaux, perméabilité mesurée à : 60, 30 et 0% de Sr. Après la cure les échantillons sont saturés sous vide et préconditionnés pour atteindre les Sr cibles.

- Dispositifs de mesure en régime permanent

La perméabilité apparente de référence karef est obtenue avec le CEMBUREAU (Kollek, 1989) pour une pression d'entrée de 2 bars absolue. Le CEMBUREAU est également utilisée en dépression régime permanent (vide de 15mbar) afin d'évaluer l'effet de la pression motrice.

- Dispositifs de mesure en régime transitoire en conditions de flux maîtrisées

Pour étudier l'influence du régime d'écoulement, la cellule CEMBUREAU est utilisée en dépression mais cette fois en régime transitoire en faisant le vide dans le volume supérieur, puis en mesurant la vitesse de remontée de la pression dans le système (Sogbossi, 2019).

- Perméamètre *in situ* Torrent

Le perméamètre TPT double cloche tire un vide de 60s dans deux cloches concentriques. Ensuite on coupe l'alimentation de la cloche interne et on enregistre la remontée de pression en son sein, tout en équilibrant la pression de la cloche externe à la valeur de l'interne, ce qui permet de considérer un flux unidirectionnel dans la cloche interne (Torrent, 1992).

III. RESULTATS

- Perméabilités en régimes permanents : CEMBUREAU surpression ou dépression

En se basant sur la relation de Klinkenberg, un coefficient de prise en compte de la pression est utilisé (Sogbossi, 2019) pour relier karef aux perméabilités apparentes obtenues en dépression pour les divers états de saturation. Théoriquement de 0,56 il est illustré à la figure1.

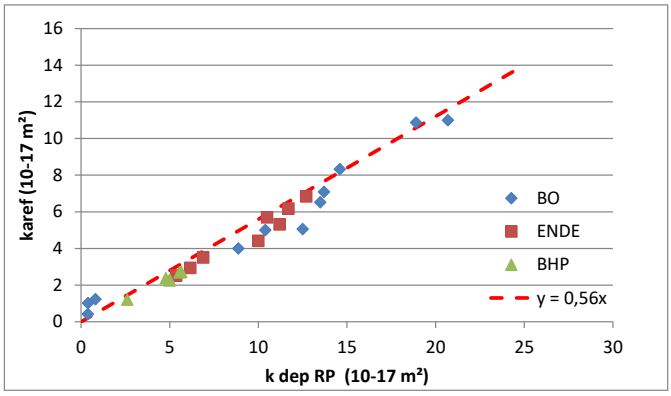
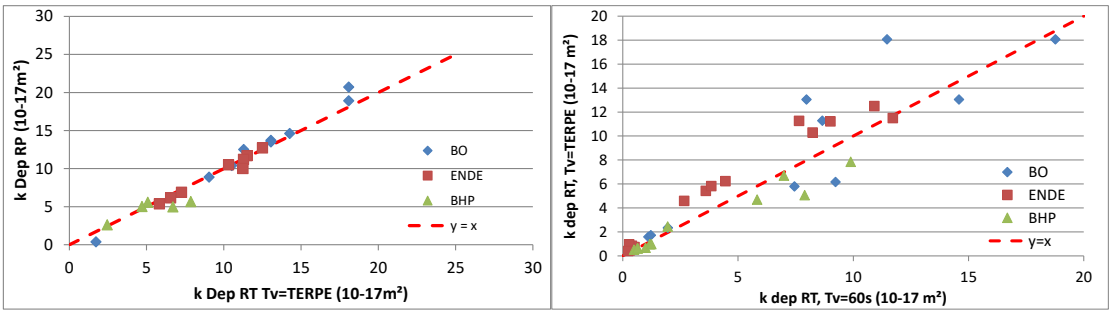


FIGURE 1. Perméabilité apparente au CEMBUREAU (karef) vs perméabilité apparente en dépression régime permanent P=15mbar

- Mesure en dépression : Régime permanent et régime transitoire après un tv= TERPE

La Figure 2-a représente les perméabilités apparentes en 'dépression / régime permanent' en fonction des perméabilité obtenues en 'dépression / régime transitoire'. Le graphique montre la corrélation assez importante entre ces deux techniques. Les points sont quasiment tous situés sur la première bissectrice. Le régime permanent est vérifié par mesure du débit en parallèle avant arrêt du vide et analyse de la remontée de pression.



(a) (b)

FIGURE 2. Perméabilité apparente en dépression régime permanent en fonction de la mesure en dépression régime transitoire avec tv= TERPE (a) et perméabilité calculée en dépression régime transitoire avec tv= TERPE en fonction des mesures obtenues pour un temps de vide de 60 s (b)

- Mesure en dépression : Régime transitoire après un tv= TERPE et un tv = 60s

La Figure 2-b représente les valeurs de perméabilité calculées en dépression régime transitoire après un temps de vide égal au temps d'établissement du régime permanent en fonction des mesures obtenues pour un temps de vide tv de 60 s. La courbe met en évidence certains écarts dont les plus importants se, situent à 50% de la première bissectrice. Quand le séchage crée de la percolation supplémentaire, la différence de zone d'analyse en fonction de la durée de vide conduit à la mise en avant d'hétérogénéités locales qui peuvent créer de la dispersion.

- Mesure avec le TPT Torrent et en dépression Régime transitoire après un tv= 60s

La dernière étape est de confronter la technique TPT de site à la plus proche en laboratoire c'est à dire en régime transitoire après un temps de vide de 60 s. La perméabilité estimée à partir du TPT (kTPT) considère les vitesses de remontée de pression fournies par l'appareil TPT couplées aux équations proposées dans la thèse de Sogbossi. On obtient des perméabilités comparables à celles en dépression et régime transitoire avec une tendance à la surestimation. Outre le fait que la zone d'analyse n'est pas la même entre le Torrent (cylindre de 5 cm) et le CEMBUREAU (15 cm), ce qui peut conduire à des erreurs de représentativité liées à d'éventuelles hétérogénéités (taille des gros granulats…), la prise en compte de l'évolution de la pression dans l'épaisseur des échantillons en régime transitoire reste difficilement réalisable. Des flux parasites latéraux peuvent également intervenir dans la mesure TPT et impacter les écoulements. En première approche nous représentons à la figure 4, une correction de kTPT par un facteur 0,6 pour prendre en compte cet excès de flux. Cette modification conduit à un nuage de points autour de la première bissectrice, les plus gros écarts observés dépassent légèrement les 50%, dispersion pouvant être observée en perméabilité sur deux éprouvettes issues d'une même gâchée de béton.

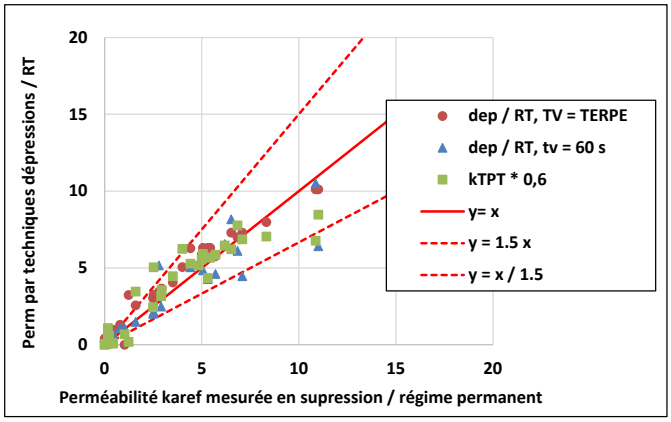


FIGURE 4. Perméabilités corrigées obtenues par les différentes techniques de mesure en dépression / régime transitoire en fonction de la perméabilité de référence obtenue en surpression / régime permanent

IV. BILAN, CONCLUSION

La figure 4 dresse un bilan de l'étude et représente la confrontation des perméabilités apparentes obtenues par différentes techniques en régime transitoire, et corrigées des effets de pressions et de profondeurs investiguées, à la perméabilité de référence désignée par la norme, obtenue en surpression et régime permanent. Même si la correction apportée à la mesure TPT doit être validée par ailleurs, les résultats sont plutôt encourageants et laissent entrevoir de nouvelles exploitations de la mesure *in situ* sur des épaisseurs plus importantes : cloches de dimensions variables, temps de mesure plus longs, prise en compte du profil de saturation.

V. REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient l'ANR ENDE pour son soutien financier ainsi que Vincent Garnier du LMA Aix Marseille pour le pilotage du projet

REFERENCES

Kollek, J. J. (1989). The determination of the permeability of concrete to oxygen by the Cembureau method-a recommendation. *Materials and structures, vol. 22, n°3, p. 225–230.* http://dx.doi.org/10.1007/BF02472192

Sogbossi, H., Verdier, J. & Multon, S (2019). New approach for the measurement of gas permeability and porosity accessible to gas in vacuum and under pressure. *Cement and Concrete Composites, Elsevier, 2019, 103, pp.59-70.* https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.04.032

Torrent, R. J. (1992). A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of permeability to air of the concrete cover on site. *Materials and Structures, vol. 25, n°6, p. 358–365.* https://doi.org/10.1007/BF02472595

Analyse stochastique de stabilité au cours de l'impression 3D des structures en béton

Zeinab Diab[1*], Duc Phi Do[1], Sébastien Rémond[1] and Dashnor Hoxha[1]

[1]*Univ Orléans, Univ Tours, INSA CVL, Lamé, EA 7494, France*
*zeinab.diab@univ-orleans.fr

RESUME Cette étude est menée dans le cadre du projet européen Interreg CIRMAP (Économie circulaire via des meubles personnalisables avec des matériaux recyclés pour les lieux publics) dont le principe est de développer une nouvelle méthodologie de conception. Dans ce contexte, ce travail fournit un outil important pour prédire la stabilité des structures pendant le processus d'impression 3D par la stratégie de pressage des canapés, contre le flambement élastique et la rupture plastique. Le but est de mettre en évidence la géométrie effective des couches imprimées, la force supplémentaire produisant localement durant l'extrusion et les effets des incertitudes comme celles des propriétés mécaniques du béton frais. Pour ce but, une analyse stochastique est effectuée en utilisant la technique de méta-modélisation de Krigeage pour estimer la probabilité de défaillance de la structure imprimée. Notre analyse de sensibilité nous permet de déduire les paramètres qui affectent le plus la stabilité de la structure pendant l'impression.

Mots-clefs Impression 3D du béton, Analyse de stabilité, Flambement élastique, Rupture plastique, Approche stochastique.

I. INTRODUCTION

La technique d'impression 3D du béton se popularise de plus en plus dans le monde . Cependant, la prédiction du comportement et de la stabilité des structures au cours de l'impression présente certains défis. Notamment la caractérisation des propriétés du béton à l'état frais et de son évolution avec le temps face une difficulté liée principalement à sa nature transitoire au jeune âge, de fluide visqueux à celui de solide dans un temps allant de quelques minutes à quelques heures. Les résultats expérimentaux (Wolfs et al., 2018) montrent une incertitude non négligeable des propriétés mécaniques du béton à chaque âge où le coefficient de variation peut atteindre jusqu'à 35%. Par ailleurs, toute modification des propriétés du béton au cours des processus de pompage ou d'extrusion, des paramètres du processus (par exemple, la vitesse d'impression, la vitesse d'extrusion, la forme de la buse) entraînera une variation de la forme et de la taille des couches extrudées et par la suite peut influer sur la stabilité de la structure imprimée. Ces variations doivent être évitées ou bien contrôlées pour obtenir une épaisseur de couche cohérente et la géométrie souhaitée de la structure imprimée. (Carneau et al., 2020) montrent l'impression 3D de matériau cimentaire par une stratégie de pressage de couches lors de l'extrusion. Cette stratégie permet de bien contrôlée la hauteur de la couche , dont l'inconvénient est que le pressage du matériau génère une force supplémentaire qui se produit localement au cours de l'extrusion sur les couches précédemment et peut entraîner une déformation des sous-couches, voire une défaillance de la structure. Ils présentent ainsi, par un expérimentale programme, la caractérisation géométrique d'une couche pressée par la buse sur le substrat et l'évaluation de la magnitude de cette force supplémentaire.

Le but principal de cette étude est d'appliquer l'approche stochastique à l'analyse de stabilité de la structure pendant l'impression par le processus de pressage de la couche afin de considérer l'incertitude des propriétés de matériau sur sa probabilité de défaillance. La géométrie effective des couches et la force due au pressage de la couche sont prises en compte dans cette étude. En outre, cette recherche présente la contribution de la sensibilité de chaque paramètre du processus à la fiabilité totale de la structure.

II. METHODOLOGIE ET CADRE THEORIQUE

Le flambement élastique et la rupture plastique sont largement les deux modes de rupture des structures en béton lors de l'impression en 3D identifiés dans la littérature. Dans cette étude, la stabilité d'un mur rectangulaire (Fig. 1) au cours de l'impression contre les deux modes de rupture sera quantifiée en utilisant l'approche d'analyse stochastique. À cette fin, chaque critère de rupture doit être défini par une fonction de performance qui sépare l'espace des variables aléatoires X, en domaines de défaillance et de sécurité. En cas de flambement élastique la défaillance se due à une perte de stabilité géométrique où la module d'élasticité jouent un rôle crucial (module de Young E et coefficient de poisson ν). Alors que, la rupture plastique se produit en dépassant le critère de Mohr Coulomb caractérisé par deux paramètres, la cohésion C et l'angle de frottement ϕ (voir Eq.1). Les résultats expérimentaux sur le béton frais de (Wolfs et al., 2018) montrent une évolution linéaire avec le temps de la cohésion C et du module de Young E tandis que l'angle de frottement ϕ, le coefficient de Poisson ν et la densité ρ du béton frais sont également considérées constants:

$$\tau(t) = C(t) + \sigma_n.\tan(\phi) = C_0 + \xi_C.t + \sigma_n.\tan(\phi) \quad (1)$$

$$E(t) = E_0 + \xi_E.t \quad (2)$$

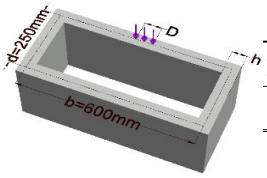
Appliquons le processus de l'impression pressage de couche, le béton est extrudé d'une hauteur égale à l'épaisseur de la couche e=10mm, à une vitesse Ve à travers une buse de diamètre D=2 cm par un robot déplaçant à une vitesse Vr =5500 mm/min. Soit $Ve = \alpha\ Vr$, d'après (Carneau et al., 2020), α est de l'ordre 1 afin de limiter les grandes déformations des couches. Le largeur h de la couche résultante peut être exprimée en fonction d'un coefficient de correction β où $\beta \in [1, \frac{\pi}{4}]$:

$$h = \frac{\pi D^2 Ve}{4\beta e Vr} = \frac{\pi D^2 \alpha}{4\beta e} \quad (3)$$

Sur la base des résultats expérimentaux (Carneau et al., 2020), la force supplémentaire produite lors de la pression est égale au n fois le poids d'une couche de l'épaisseur 10mm avec n ∈ [0,5] :

$$F = n\rho g h e \quad (4)$$

Ces analyses sont réalisées sous l'hypothèse des variables aléatoires décorrélées $X = [E_0, \xi_E, C_0, \xi_C, \tan(\phi), \alpha, Vr, \beta, n]$ dont β et n varient uniformément et alors que les autres nous supposons qu'ils suivent la distribution normale caractérisée par un coefficient de variation CV=20%.



Propriétés mécaniques

Paramètres	Densité	E_0	ξ_E	v	C_0	ξc	$tan(\phi)$
Unités	Kg/m³	Pa	Pa/min	-	Pa	Pa/min	-
Valeurs	2070	78000	1200	0.3	3050	58	0.364

FIGURE 1. Mur rectangulaire imprimé avec les parametres choisis du processus d'impression 3D.

III. APPLICATIONS NUMERIQUES

Le code d'élément finie (EF) Abaqus a été choisi pour la simulation numérique. Les propriétés mécaniques du béton frais ainsi que les paramètres géométriques de l'objet à imprimer sont présentés sur la Fig. 1. Le mur rectangulaire est modélisé en utilisant les éléments de type coque (voir Fig. 2). L'évolution temporelle du béton frais (Eq. 1 et 2) est définie pour chaque maille. Ainsi, les propriétés mécaniques dans l'ensemble de la structure imprimée est hétérogène qui varie en fonction du temps et de l'espace.

Sur la Fig. 2 sont présentés d'abord les résultats du problème déterministe. Il s'agit de la contrainte de compression maximale dans la structure imprimée à la hauteur critique (Hcr= 43 cm) contre la rupture plastique, ainsi que de la déformée à la hauteur critique du flambement élastique (Hcr=16cm). En comparant ces hauteurs critiques de deux modes de rupture, nos résultats confirment l'effet dominant du flambage élastique sur la stabilité de la structure.

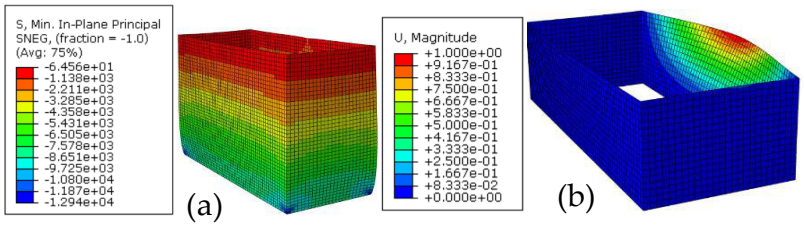


FIGURE 2. Résultats déterministes de la structure lors de l'impression : contrainte de compression maximale à la hauteur critique plastique (a), contour de déformation du flambement élastique (b).

Par la suite, une analyse de sensibilité globale est appliquée afin d'identifier les paramètres qui affectent le plus la stabilité de la structure au cours de l'impression. Sur la Fig. 3(a) est présenté le résultat de la sensibilité de chaque paramètre qui est caractérisée par son indice de Sobol. Ces résultats montrent que le flambement élastique est affecté en plus par le module de Young initial E_0 et par les paramètres α, β et n tandis que dans le cas du rupture plastique la stabilité dépend essentiellement de la cohésion initiale C_0.

L'analyse stochastique est ensuite menée pour quantifier la propagation des incertitudes des paramètres (X= [E_0, ξ_E, C_0, ξ_C, $tan(\phi)$, α,Vr, β , n]). Le couplage de la technique de méta-modélisation de Krigeage avec la méthode classique de Monte Carlo (connu comme la méthode AK-MCS) (Do et al., 2021) a été choisie pour ces analyses. En comparaison avec la méthode MC, la Méthode AK-MCS permet réduit énormément le nombre et donc le temps de calcul, en particulier dans le cas où la réponse de la structure ne peut être accédée que par la simulation numérique. Cette technique AK-MCS disponible dans l'outil UQLab a été choisi dans ce travail. Comme prévu, la probabilité

de rupture de chaque mode de défaillance augmente avec la hauteur de la structure imprimée (voir Fig. 3(b). La probabilité de rupture du flambage élastique atteint 100% lorsque la hauteur imprimée dépasse 28 cm (soit 28 couches), tandis que celle de la rupture plastique est largement inférieure à 1%. Ceci confirme la prédominance du mode de défaillance par flambage élastique pendant l'impression correspondant aux paramètres choisis.

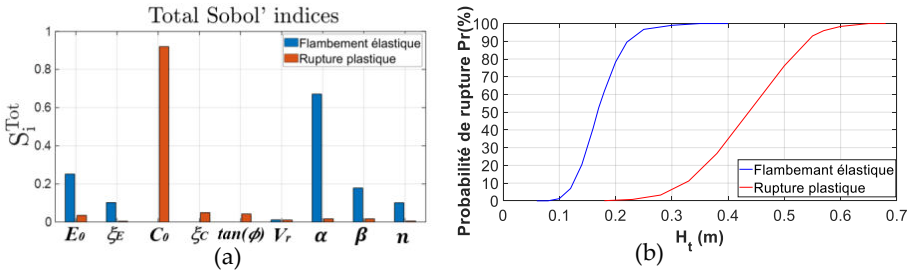


FIGURE 3. Résultats de sensibilité de Sobol (a) ; Probabilité de rupture P_r plastique et de flambement élastique du béton structuré choisi pendant l'impression en fonction de la hauteur totale H_t (b).

IV. CONCLUSIONS

Dans cette étude, une analyse de fiabilité utilisant la technique de métamodèle de Krigeage est réalisée pour étudier la stabilité de la structure en béton pendant le processus d'impression 3D avec la stratégie du pressage des couches. Les incertitudes des propriétés mécaniques des matériaux cimentaires à l'état frais, l'effet de la force supplémentaire due au pressage lors de l'extrusion et la géométrie effective résultante sont mis en évidence sur la probabilité de défaillance de la structure au cours de l'impression contre le flambement élastique et la rupture plastique. On en déduit la sensibilité de la stabilité de structure contre le flambement élastique, vue le mode de rupture le plus critique, sur le module de Young initial, les vitesses d'impression et d'extrusion, la géométrie des couches et la force supplémentaire.

REMERCIEMENT

Ce travail de recherche a été réalisé dans le cadre de l'Interreg CIRMAP (N° : NWE 1062), financé par le Fonds Européen de Développement Régional (FEDER).

REFERENCES

R.J.M. Wolfs, F.P. Bos, & T.A.M. Salet.(2018). Early age mechanical behaviour of 3D printed concrete: Numerical modelling and experimental testing. *Cement and Concrete Research* 106, 103–116. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.02.001.

P. Carneau, R. Mesnil, N. Ducoulombier, & O. Baverel. (2020).Characterization of the Layer Pressing Strategy for Concrete 3D Printing. Second RILEM International Conference on Concrete and Digital Fabrication, 28, 185-195. https://dx.doi.org/10.1007/978-3-030-49916-7_19.

Do, D. P, Vu, M. N., Tran, N. T., Armand, G. (2021). Closed-Form Solution and Reliability Analysis of Deep Tunnel Supported by a Concrete Liner and a Covered Compressible Layer Within the Viscoelastic Burger Rock. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 54, 2311–2334. https://dx.doi.org/10.1007/s00603-021-02401-6.

Formulation of ternary binders based on flash-calcined sediments and ground granulated blast furnace slag

Zeraoui A.[1], Maherzi W.[1], Benzerzour M.[1], Abriak N-E.[1]

[1]*IMT Nord Europe, Université de Lille, France*

Institut Mines Telecom, LGCgE-GCE, 941 rue Charles Bourseul, 59500 Douai, France

Email: ahmed.zeraoui@imt-lille-douai.fr

ABSTRACT This study aims on the proposition of ternary binder formulation based on flash calcined sediment (FCS) and ground granulated blast-furnace slag (GGBS). In addition, it is allowing the valorization of dredged sediments. Physical and chemical characterization were done for the used materials –ordinary Portland cement (OPC), FCS and GGBS. Five formulations were investigated in fresh and hardened state. Results showed the incorporation of FCS decreases the workability and increases the density. Moreover, the reduction of the initial setting time and the heat of hydration peak increses compared to BSM were observed. At the hardened state, the mixture containing 10% FCS showed higher mechanical strengths than those of reference mortar at 90 days. The use of FCS in ternary binders could contribute to the concrete environmental impact reduction with enhancing its mechanical performance.

Keywords Dredged sediment, flash calcination method, ternary eco-binders, environmental impact

I. INTRODUCTION

The cement industry produces 7% of the global CO_2 emissions [1]. It is estimated that the production of one ton of ordinary Portland cement (OPC) releases the equivalent of one ton of CO_2 into the atmosphere. CPO is mainly composed of clinker (more than 95% by weight) which is obtained after the transformation of raw materials (limestone and clay) by high-temperature firing (≈ 1 450 °C). As this process highly impacts the environment, it is necessary to find mitigating alternative solutions to reduce the amount of clinker used. The development of binders based on cement substituted by additions such as dredged sediments seems convincing. Indeed, these additions have a doubly beneficial environmental impact: on one hand, they allow the reduction of the amount of CO_2 released into the atmosphere by decreasing the amount of clinker used. On another, they allow the valorization of these products. In this context, this study was aimed at the formulation of ternary eco-binders composed of CEM I 52.5 N cement, ground-granulated blast-furnace slag (GGBS), and flash calcined sediment (FCS).

II. MATERIALS AND METHODS

A. Materials

The cement used is a CEM I 52.5 N (95% clinker and 5% mineral additions) compliant with European standard NF EN 197-1, 2012. A slag used was from Ecocem company compliant with NF EN 15167-1, 2006 standard where the vitrification rate was superior to 90%. Dredged sediments used as mineral addition are marine sediments dredged at Grand Port Maritime de Dunkerque (GPMD) harbour. Sediments were ground and sieved at 120 µm, then flash calcined at 820°C.

The physicochemical characteristics of the used powders are summarized in Table 1. FCS shows a finer granulometry with D_{50} = 5.75 µm, which is about two times less than OPC. This modification of fineness can be attributed to the grain densification of the sediment during the heat treatment process. The BET specific surface area of FCS is more significant than those of OPC and GGBS while the density of FCS is inferior to those of OPC and GGBS. According to the results of the X-ray fluorescence analysis, the major elements composing these materials are silica, alumina and calcium.

TABLE 1. Physicochemical characteristics of the powders.

	Characteristics	OPC	GGBS	FCS
Physical properties	Density (g/cm³)	3.21	2.91	2.64
	Surface area BET (cm²/g)	9 194	16 102	59 930
	D_{10} (µm)	1.01	1.04	0.95
	D_{50} (µm)	10.7	9.82	5.75
Major oxides (wt %)	Al_2O_3	5.10	10.8	8.00
	CaO	60.9	40.7	21.6
	Fe_2O_3	4.00	0.53	9.00
	MgO	1.16	6.23	2.00
	SiO_2	16.3	31.7	52.8
	ZnO	0.25	-	0.12

B. Methods

For the ternary structure (OPC + GGBS + FCS), 5 mortar formulations including three ternary formulations based on GGBS and FCS (TSM), one binary formulation (BSM), and one reference formulation (RM) were made according to NF EN 196-1 standard (see Table 2). For characterization study, different equipment's were used: Fluorescence X (FX) analysis S4 from Bruker, the BET specific surface area (NF EN ISO 18757) from Micrometritics, the laser granulometry (LS 13320 particle size analyser, Beckman Coulter).

To assess the effect of the presence of flash calcined sediments on the fresh mortar properties, the density (NF EN 1015-6, 1999), the air content (NF EN 1015-7), the flow table test, the heat of hydration by the Langavant adiabatic method (NF EN 196-9, 2010) were investigated. At the hardened state, compression tests and mercury porosimetry were carried out.

TABLE 2. Composition of the blended cement (%).

Index	OPC	GGBS	FCS
RM	100	–	–
BSM 50-0	50	50	–
TSM 40-10	50	40	10
TSM 35-15	50	35	15
TSM 30-20	50	30	20

III. RESULTS AND DISCUSSION

The fresh state properties are shown in Table 3. The flow table test results show that the use of FCS leads to a loss of workability, proportional to the rate of FCS. This can be explained by the specific surface area of FCS. An improvement in density was also noted with FCS. It is attributed to the fineness of FCS. Results show that the use of a ternary system comes with a reduction of the air content. Both BSM and TSM present a delay in the initial setting time compared to RM, attributed to the cement dilution effect as 50% of OPC is substituted. In fact, the amounts of cement components (especially C_3S) which are quickly hydrated in contact with water, are reduced [2]. Furthermore, the incorporation of FCS into the ternary system allows the reduction of this delay.

The heat of hydration results are presented in Fig 1. They show that the substitution of 50% of OPC by FCS and GGBS reduces the heat of hydration, from 231.07 J/g for RM to 146.29 J/g on average for TSM, and 112.25 J/g for BSM. This is due to the slow hydration of GGBS. Moreover, the presence of FCS in the ternary system increases the heat of hydration compared to BSM. Considering the fineness of calcined sediments (D_{50} = 5.75 µm) and their significant specific surface area, the pozzolanic reaction is sped up and particularly by the nucleation effect [3].

Also, the compressive strength increases with the curing age for all formulations (Fig. 1). At 14 days, the strength of RM is superior to that of BSM and TMS. The latter contains 50% OPC less and thus less C_3S which forms a resistant C-S-H gel upon its quick hydration in the short term. In addition, BSM and TSM long-term strengths increase significantly. TSM 40-10 formulation shows a strength that exceeds that of RM from 60 days of curing, which is evidence of the high level of reactivity of FCS. This activity is linked to the physical and chemical aspects of those sediments: their granulometry is very fine, and the flash calcination treatment allows obtaining spherical particles, thus constituting nucleation zones favourable to the formation of hydrates. On the other hand, the activation of certain clayey phases of sediments (including kaolinite) by flash calcination contributes to an increased pozzolanic reaction.

The results of porosity measurements are shown in Table 4. We note that all formulations have a total porosity between 7.12 and 12.55% and that porosities decrease for all studied materials with age. At 14 days, the porosities of TSM are similar to those of RM (12% on average). However, at 90 days, the porosities of mortars containing FCS are lower than those of the control mortar. This suggests that the pozzolanic activity of flash calcined sediments and slag generates new hydrates, which allows filling in the total porosity and improves the density of the structure.

TABLE 3. Properties of the mortars based on blended cement.

	RM	BSM 50-0	TSM 40-10	TSM 35-15	TSM 30-20
Fresh density (kg/m³)	2 188	2 151	2 207	2 212	2 215
Air content (%)	7.2	6.6	4.0	4.1	4.5
Flow (cm)	22.4	22.0	21.5	21.0	18.7
Initial setting time (min)	256	338	318	311	308

TABLE 4. Total porosity of studied samples at 14, 28 and 90 days.

	RM	BSM 50-0	TSM 40-10	TSM 35-15	TSM 30-20
At 14 days (%)	12.46	16.44	12.37	11.84	12.10
At 28 days (%)	11.87	12.55	8.81	10.85	10.45
At 90 days (%)	11.10	8.25	7.89	7.12	8.81

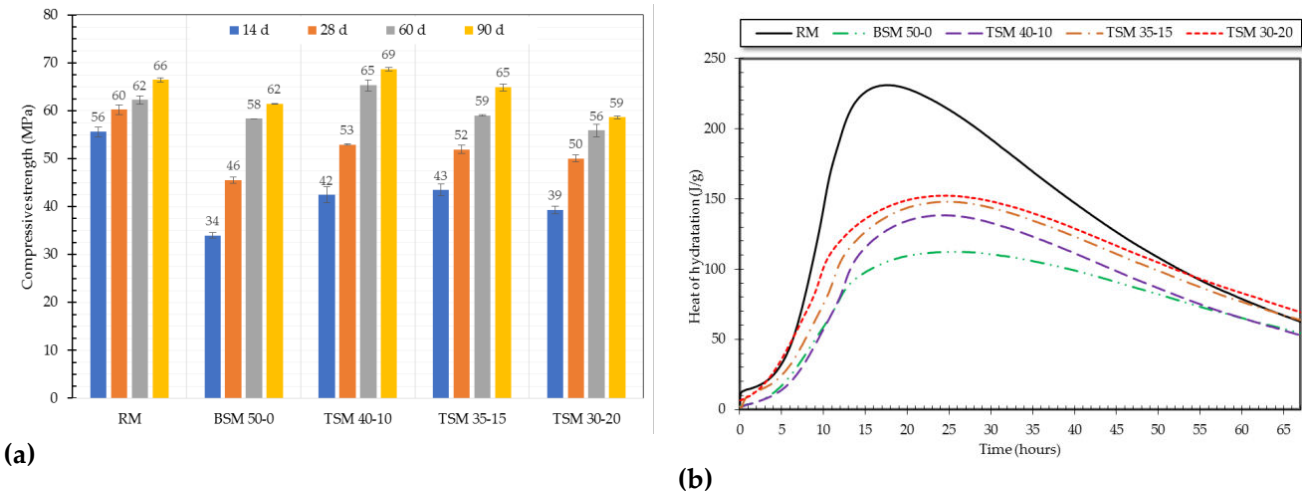


FIGURE 1. (a) Evolution of the compressive strength; (b) Evolution of the heat of hydration

VI. CONCLUSIONS

This study focuses on the development of a ternary eco-binder composed of dredged sediment and slag as partial replacements for cement (up to 50%). The results of this study highlighted the positive impact of using ternary binders in a cement matrix on the mechanical properties of mortars. The characterization of mortars at the fresh state showed that using FCS reduces the workability of mortars, increases the density and decreases the air content proportionally to the rate of sediment. The substitution of 50% OPC by FCS and GGBS results in a lower hydration heat peak and a delay in the initial setting time. The characterization at the hardened state (compressive strength) showed that the use of 10% FCS combined with 40% GGBS and 50% OPC (TSM 40-10) results in mechanical properties at 90 days superior to those of the control mortar RM composed of 100% OPC. The study of porosity comforts this result, it showed that using FCS reduces the total porosity of the matrix.

REFERENCES

1. Benhelal, E.; Zahedi, G.; Shamsaei, E.; Bahadori, A. Global strategies and potentials to curb CO2 emissions in cement industry. *J. Clean. Prod.* **2013**, *51*, 142–161; DOI:10.1016/j.jclepro.2012.10.049.

2. Lu, L.; Xiang, C.; He, Y.; Wang, F.; Hu, S. Early hydration of C_3S in the presence of Cd2+, Pb2+ and Cr3+ and the immobilization of heavy metals in pastes. Constr. Build. Mater. 2017, 152, 923–932; DOI:10.1016/j.conbuildmat.2017.07.026

3. Zairi, M.; Rouis, M.J. The influence of particle size on the pozzolanic reactivity of quartz powders. Bull. des Lab. des Ponts Chaussees 1999, 219, 17; DOI:10.1016/S0032-5910(99)00010-8

Modélisation par la méthode des éléments finis 3D de la réponse statique des poutres à gradient fonctionnel

Mourad Khebizi[1], Mohamed Guenfoud[2] , Khaled Boumezbeur [1]

[1] *Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions, Université des frères Mentouri, Algérie.*

[2]*Laboratoire de Génie civil et d'hydraulique, Université 8 mai 1945, Algérie, E-mail : gue2905m@yahoo.fr*

RESUME : Le travail de cette communication consiste à étudier la réponse statique d'une poutre à gradient fonctionnel sollicitée à la flexion, par la méthode des éléments finis 3D dans laquelle l'élément hexaédrique type C3D20R a été utilisé à l'aide du code Abaqus. Dans Cette modélisation nous avons considéré que le comportement de la poutre FGM est obéit à l'élasticité linéaire. Les propriétés mécaniques sont distribuées d'une manière continue à travers l'épaisseur de la poutre FGM conformément à la distribution de la loi de puissance. Les résultats numériques obtenus sont comparés à ceux obtenus par la théorie exacte de Saint-Venant fondée sur une cinématique qui permet la déformation de la section dans son plan (effets de Poisson) et hors de son plan (gauchissement). Ces résultats mentent une haute performance de la méthode utilisée dans ce travail pour modéliser le comportement mécanique des poutres à gradient fonctionnel.

Mots-clefs : FGM, Modélisation, éléments finis, théorie de Saint-Venant, Métal, Céramique

I. INTRODUCTION

Les applications avancées des matériaux à gradient fonctionnel nécessitent des modèles mathématiques précis permettant de prédire les réponses de ces matériaux. Récemment, plusieurs chercheurs ont développé des modèles analytiques et numériques afin d'étudier le comportement thermique et mécanique des structures FGM (Belabed et al. 2014, Filippi et al. 2015, Pradhan et al. 2013, Sankar 2001, Şimşek .2009, Ziou 2017), La plupart de ces modèles reposent sur des hypothèses simplificatrices, telles que celles liées à la cinématique des poutres. Par exemple, les théories d'Euler-Bernoulli et celle de Timoshenko supposent que la section est indéformable. Récemment Khebizi et al. (2019) ont étudié le comportement mécanique des poutres FGM par une méthode de modélisation tridimensionnelle basée sur la théorie exacte de Saint Venant, dans laquelle la déformation de la section de la poutre FGM est prise en considération.

Dans cette communication, nous avons étudié la réponse statique d'une poutre FGM en utilisant la méthode des éléments finis 3D, dans laquelle l'élément hexaédrique type C3D20R a été utilisé à

l'aide du code Abaqus. Les résultats obtenus sont comparées à ceux obtenus par la théorie exacte basée sur la solution 3D de Saint-Venant (El Fatmi et Zenzri 2002, Khebizi et al. 2019).

II. APPLICATION

Dans cette section, nous avons étudié une poutre FGM simplement appuyée ($L = 1.6m, h = 0.10m, b = 0.10m$) supporte une charge uniformément répartie q. La poutre est composée par Zircone ($Zro2: E_c = 200\ GPa, \nu = 0.30$) et l'aluminium ($AL: E_m = 70\ GPa, \nu = 0.30$). La surface inférieure de la poutre est supposée en Zircone pure et sa surface supérieure est supposée en aluminium pur. Dans cette application nous avons étudié la poutre par deux méthodes ; dans la première méthode nous avons modélisé la poutre par la méthode des éléments finis 3D dans laquelle les éléments hexaédriques type C3D20R sont utilisés à l'aide du code Abaqus. Tandis que dans la deuxième méthode nous avons étudié la poutre FGM par la théorie exacte basée sur la solution 3D de Saint-Venant, dans laquelle le modèle cinématique inclut les effets de Poisson et les gauchissements, elle est fondée sur un modèle de déplacement qui permet la déformation de la section dans et hors de son plan via les modes principaux de déplacement. L'outil CSB, développé sous Matlab par El Fatmi and Zenzri (2002), a été utilisé dans la deuxième méthode. Une comparaison entre les résultats obtenus par les deux modèles est présente dans cette section.

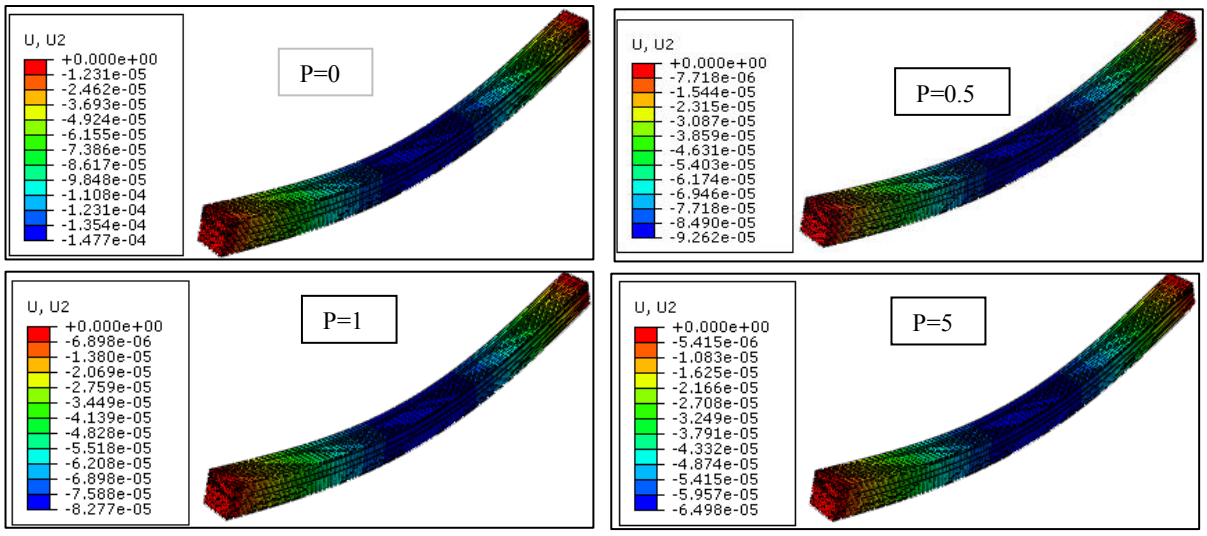


FIGURE 1. **Champs tridimensionnels de déplacements verticaux de la poutre FGM obtenu par la méthode des éléments finis 3D (MEF3D), pour différentes valeurs de P.**

Le module de Young de cette poutre est varié conformément à la loi de puissance. Le coefficient de Poisson de la poutre FGM est supposé constant et égal à 0.3 (Khebizi et al. 2019).

Les champs des déplacements verticaux de la poutre FGM obtenus par la méthode des éléments finis 3D, pour différentes valeurs de l'exposant de la loi de puissance P, sont présentés dans la figure 1.

Les figures 2a présente la flèche non dimensionnelle ($W/W_{\text{poutre en aluminium pur}}$) de la poutre FGM obtenu par la méthode des éléments finis 3D. Nous constatons que la flèche de la poutre en métal pur est supérieure que celle en céramique pure, ceci est prévisible puisque le module de Young de la céramique est plus élevé que celui du métal. La flèche de la poutre FGM ($P \neq 0$) se situe entre

celles des poutres en céramique pure et en métal pur. Par conséquent, la flèche transversale diminue à mesure que l'exposant de la loi de puissance P augmente.

Les flèches non dimensionnelles (Figure 2a), obtenues par MEF3D, sont comparées avec celles obtenues par la solution de Saint-Venant (Figure 2b). On observe que les résultats obtenus par les deux modèles sont identiques. Le tableau 1 montre aussi que les flèches non dimensionnelles à mi-travées des poutres FGM obtenues par les deux modèles sont les mêmes.

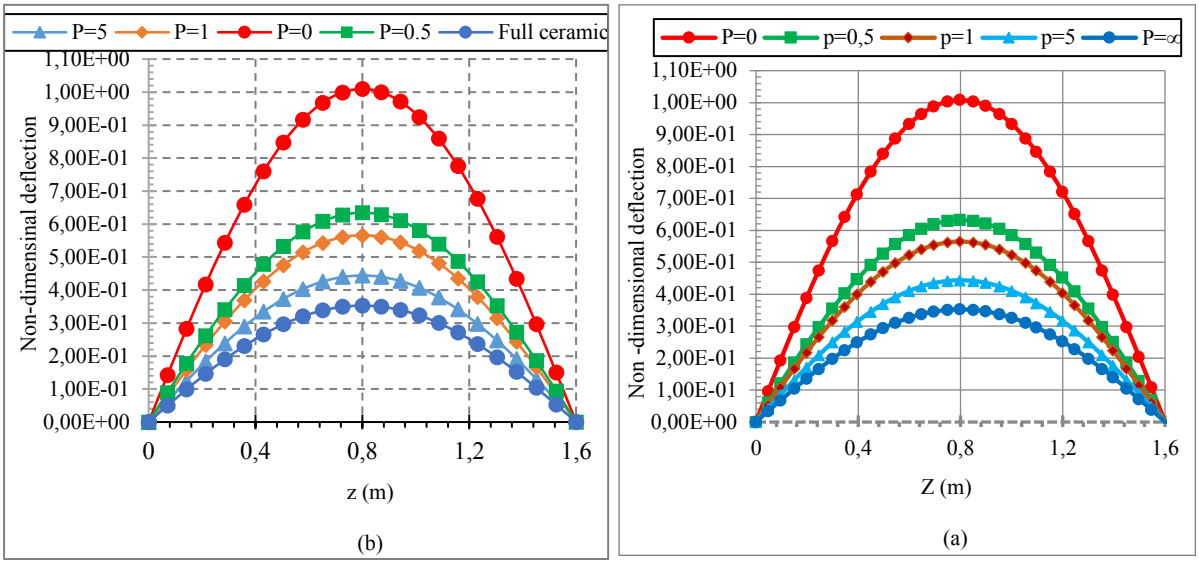


FIGURE 2. Variation de la flèche non dimensionnelle la poutre FGM pour différentes valeurs de P : (a) obtenue par la méthode des éléments finis 3D (MEF3D), (b) obtenue par la solution de Saint-Venant.

TABLEAU 1. Flèche non-dimensionnelle à mi-travée de la poutre FGM obtenue par la méthode des éléments finis 3D (MEF3D) et par la solution de Saint-Venant.

P	MEF3D	Saint-Venant
P=0	1.00836	1.00980
P=0.5	0.63248	0.63453
P=1	0.56526	0.56612
P=5	0.44368	0.44441
Zircone pure	0.35292	0.35343

La figure 3a montre la distribution de la contrainte axiale, obtenue par MEF3D, à travers l'épaisseur (x = 0) à mi travée de la poutre FGM pour les différentes valeurs de P. Nous pouvons observer que la distribution de la contrainte axiale est linéaire uniquement pour le cas du métal pur. Mais pour les autres cas (P ≠ 0) la distribution de la contrainte axiale est non linéaire, et nous avons aussi observé que les valeurs de la contrainte de traction de la poutre FGM sont supérieures à celles de compression. Nous avons également noté que pour la poutre en métal pur, la valeur de la contrainte axiale est nulle au droit de l'axe moyen de la section ($y/h = 0$), mais il est clairement visible que pour les autres cas les valeurs de la contrainte axiale au droit de l'axe moyen de la section de la poutre FGM sont non nulles. Ce qui indique que l'axe neutre se déplace vers le côté inférieur de la poutre FGM. Le déplacement de l'axe neutre est dû à la variation du module d'élasticité à travers l'épaisseur de la poutre FGM. Les contraintes axiales (Figure 2a) sont comparées avec celles obtenues par la théorie des poutres de Saint-Venant (Figures 3b). On peut constater que les résultats

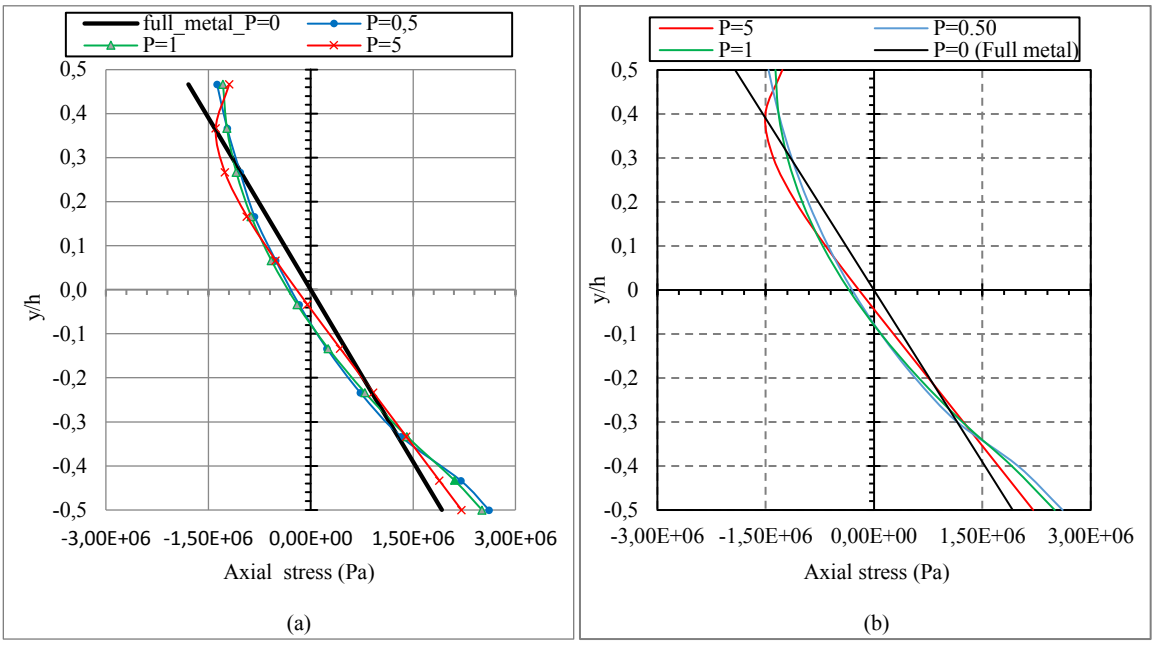


FIGURE 3. Distribution de la contrainte axiale : (a) Contraintes axiales obtenue par MEF3D à x = 0, (b) Contraintes axiales obtenue par la solution de Saint-Venant.

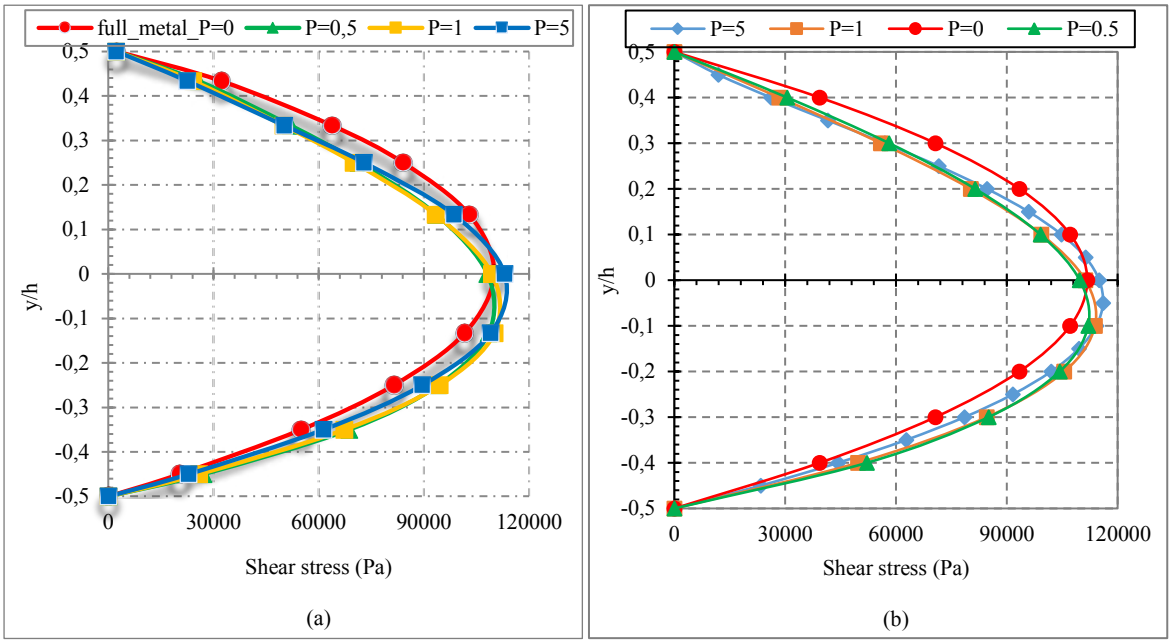


Figure 4. Contrainte de cisaillement : (a) Contraintes de cisaillement obtenue par MEF3D à x = 0, (b) Contraintes de cisaillement obtenue par la solution de Saint-Venant.

obtenus par la MEF3D sont en très bon accord avec ceux obtenus par la solution 3D de Saint-Venant. L'allure (à $x = 0$) du champ 3D de contrainte de cisaillement obtenue par MEF3D , pour les différentes valeurs de l'exposant P, est illustrée dans la Figure 4a. La comparaison des résultats montre que les contraintes de cisaillement de la méthode des éléments finis 3D (Figure 4a) sont identiques aux ceux obtenus par la solution 3D de Saint Venant. Nous pouvons noter que la valeur maximale de la contrainte de cisaillement est atteinte lorsque $y/h = -0.1$ pour le cas de $P = 0.5$ et $P =$

1. Tandis que pour le cas de $P = 5$, la valeur maximale de τ est atteinte lorsque $y/h = -0.05$, pas au centre de la poutre ($y/h = 0$) comme dans le cas homogène.

III. CONCLUSION

Dans la présente communication, nous avons étudié le comportement mécanique d'une poutre FGM, en utilisant la méthode des éléments finis 3D et la théorie 3D des poutres de Saint-Venant. Les propriétés mécaniques sont distribuées à travers l'épaisseur de la poutre FGM conformément à la loi de puissance. Une application numérique dans la littérature a été étudiée afin de valider nos résultats. Dans cette application, nous avons étudié le comportement d'une poutre FGM simplement appuyée soumise à une charge uniformément répartie. A la lumière de cette étude nous avons conclu que les champs 3D des contraintes des poutres FGM sont bien décrits par la méthode des éléments finis 3D et la théorie de poutre de Saint-Venant, en plus nous avons observé aussi un bon accord entre les résultats obtenus par les deux modèles.

REFERENCES

Belabed, Z., Houari, M. S. A., Tounsi, A., Mahmoud, S. R. and Anwar Bég, O. A. (2014). An efficient and simple higher order shear and normal deformation theory for functionally graded material (FGM) plates. *Composites: Part B*, 60, 274-283.

El Fatmi, R. and Zenzri, H. (2002). On the structural behavior and the Saint Venant solution in the exact beam theory Application to laminated composite beams. *Comput. & Struct.*, 80, 1441-1456.

Filippi, M., Carrera, E. and Zenkour, A. M. (2015). Static analyses of FGM beams by various theories and finite elements. *Composites: Part B*, 72, 1-9.

Khebizi, M., guenfoud, H., Guenfoud, M. & El Fatmi, R. (2019). Three-dimensional modelling of functionally graded beams using Saint-Venant's beam theory. *Structural Engineering and Mechanics*, 72(2), 257-273.

Pradhan, K. K. and Chakraverty, S. (2013). Free vibration of Euler and Timoshenko functionally graded beams by Rayleigh–Ritz method. *Composites: Part B*, 51, 175–184.

Sankar, B. V. (2001). An elasticity solution for functionally graded beams. *Compos. Sci. Technol.*, 61, 689–696.

Şimşek, M. (2009). Static analysis of a functionally graded beam under a uniformly distributed load by Ritz method. *Int. J. of Eng. Appl. Sci*., 1(3), 1-11.

Ziou, H. (2017), Contribution à la modélisation des structures en Matériaux à Gradient Fonctionnel, *thèse de doctorat, Mohamed Khider Université, Biskra, Algeria*.

Evaluation de la performance de digues comportant des infrastructures : méthode basée sur la formalisation des connaissances

Pascal Di Maiolo [1], Corinne Curt[1], Laurent Peyras [1], Remy Tourment [1], Bruno Beullac [1]

[1]Inrae 3275 route de Cézanne CS 40061 13182 Aix en Provence, France

pascal.dimaiolo@inrae.fr / {prénom.nom}@inrae.fr

RESUME

Les infrastructures de gaz, eau… peuvent générer des dégradations et donc une possible atteinte à l'intégrité et à la durabilité des digues dans lesquelles elles sont présentes. Notre travail porte sur l'influence de ces réseaux sur la performance de la digue qui les contient ou les supporte. Dans un premier temps, nous avons identifié les mécanismes de dégradation des digues en remblai pouvant provenir d'une défaillance d'une infrastructure. L'étape suivante consiste à l'identification et la formalisation de 10 indicateurs d'état spécifiques qui assurent une évaluation robuste (répétable et reproductible) comme par exemple « Interaction entre les gestionnaires de la digue et des réseaux » ou « Compactage et remblaiement des tranchées de pose des réseaux ». Une fois ceux-ci recensés et formalisés, ils sont agrégés puis intégrés dans les modèles d'évaluation pour évaluer la performance et la sécurité des ouvrages. Cette méthode a été testée avec succès sur plusieurs configurations de digues présentant des réseaux traversant, dans une approche de validation par jugement expert. Ces travaux ont été développés pour le mécanisme de détérioration d'érosion interne.

Mots-clefs : Digue, défaillance, évaluation, aide à la décision, réseau

I. INTRODUCTION

La défaillance d'un ouvrage hydraulique, barrage ou digue, est susceptible d'avoir des conséquences lourdes en termes de vies humaines, de pertes économiques et de dommages environnementaux. Dans ce contexte, la réglementation française sur la sécurité des ouvrages hydrauliques a été renforcée à partir du décret du 11 décembre 2007. Avec la parution de la loi MAPTAM du 27 janvier 2014, une série de mesures visant à clarifier et renforcer les compétences décentralisées ont été mises en place pour ce qui concerne plus spécifiquement les digues et autres ouvrages de protection contre les inondations. Ces dispositions entrées en vigueur le 1er janvier 2018 créent la compétence de la maîtrise d'ouvrage sur le territoire en matière de GEstion des Milieux Aquatiques et de Prévention des Inondations (Gemapi) attribuée aux communes ou aux établissements publics de coopération intercommunale si la commune ne peut assumer seule. En France, la réglementation impose aux gestionnaires la réalisation périodique de diagnostics et d'études de dangers sur ces ouvrages. L'évaluation de la performance des digues ou des barrages,

liée aux problématiques intrinsèques des ouvrages (vieillissement, défaut d'entretien ou de maintenance, conception ou réalisation non conforme) ou en lien avec les aléas naturels du territoire (crues, séismes), est fondamentale pour les exploitants ou les propriétaires chargés des activités de surveillance, d'entretien et d'exploitation. Le maintien de la sécurité des ouvrages rend donc important le développement de méthodes et d'outils d'aide à la décision permettant d'évaluer leur performance et leur sécurité. La performance est définie comme l'aptitude d'une infrastructure ou d'un composant à remplir les fonctions pour lesquelles il a été conçu. La perte de performance est liée à des détériorations causés par de nombreux phénomènes dynamiques plus ou moins liés tels que la perte d'étanchéité ou l'érosion ayant des origines variées et souvent multiples [1]. Or, l'évaluation de la performance passe par plusieurs méthodes complémentaires (modélisation physique, auscultation des ouvrages, observations visuelles…) qui nécessitent l'avis d'experts du domaine pour conclure. Aussi, des travaux menés ces dernières années ont conduit à la modélisation de raisonnements experts pour l'évaluation de la performance sous la forme de systèmes à base de connaissances basés sur des indicateurs [2]; [3].

Cet article s'inscrit dans la suite de ces travaux et s'intéresse plus particulièrement à la problématique de la prise en compte de l'influence sur la performance des digues de la présence d'infrastructures (réseaux d'eau, d'énergie, de télécommunication…). L'objectif est de recenser les données pertinentes pour le diagnostic relatif à l'interaction entre ces infrastructures et la digue. Le diagnostic est examiné uniquement selon un angle de préjudice possible pour la performance de la digue : par exemple en cas de fuites d'eau d'une canalisation vers le corps de digue ou inversement d'une fissure dans une conduite créant un départ de matériau de la digue vers cette conduite. Nous proposons une analyse des interactions infrastructures-digues qui débouche sur une première identification d'indicateurs permettant de caractériser l'effet de telles infrastructures sur la performance des digues.

II. METHODOLOGIE

La démarche comporte 4 étapes. Trois experts des ouvrages hydrauliques ont été impliqués au cours de séances de recueil et formalisation des connaissances.

La première étape repose sur la méthode des 5M [5]. Le diagramme des 5M est un outil de « démarche qualité » qui permet d'analyser de manière synthétique l'ensemble des causes d'un problème. Il permet ici de structurer la recherche de données en les classant par familles selon la typologie « Main d'œuvre, Matériel, Méthodes, Milieu, Matière ». L'objectif est de fournir un ensemble de causes possibles à la dégradation d'une digue du fait de la présence d'une infrastructure. Toutes les phases de vie de l'infrastructure sont considérées : conception (exemple : caractéristiques des canalisations), installation (exemple : contrôle du compactage), fonctionnement (exemple : maintenance des canalisations). Au total 34 données ont été identifiées pour l'ensemble des modes de défaillance des digues et des infrastructures considérées [6].

L'étape suivante consiste à l'identification et la formalisation d'indicateurs qui assurent une évaluation robuste (répétable et reproductible). Les indicateurs proviennent des causes de l'analyse 5M. Ils sont décrits selon une grille unique en 5 points [7]: nom de l'indicateur d'état, définition, mode opératoire, échelle de mesure et références associées qui sont les points d'ancrage sur l'échelle et permettent de décrire les différents états possibles de l'indicateur et caractéristiques spatiales spécifiant la partie de l'ouvrage à analyser. Comme nous l'avons illustré sur le tableau 1, nous proposons d'utiliser pour tous les indicateurs une même échelle d'évaluation. La gradation est effectuée en fonction des jalons de couleurs représentés sur une double échelle de notation : échelle de référence discrète de six modalités pour formaliser et modéliser la connaissance experte couplée à une échelle de référence continue entre [0 ; 10]. Cette

dernière permet des analyses quantitatives sur les valeurs des différents critères. Le tableau 1 donne un exemple de grille de formalisation pour l'indicateur « Interaction entre les gestionnaires de la digue et des réseaux ». A ce stade, nous avons identifié 10 indicateurs d'état spécifiques comme par exemple « Règles de voisinage entre les réseaux et les végétaux » ou « Corrosion des matériaux des réseaux ».

TABLEAU 1. Description de l'indicateur « Interaction entre les gestionnaires de la digue et des réseaux »

Nom	**Interaction entre les gestionnaires de la digue et du (es) réseau(x)**
Définition	Connaitre le positionnement spatial du réseau dans un cadre unique et une situation géographique bien définie dans un système de coordonnées et de références Ainsi que la connaissance de la nature du produit acheminé (eau, gaz, électricité, produit pétrolier…) et du gestionnaire du réseau enterré (coordonnées)
Echelle et références	Inacceptable Mauvais Médiocre Passable Bon Excellent 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 **10** : - Positionnement et recensement des réseaux effectués selon le protocole établi - Connaissance par le gestionnaire de la digue de la nature du produit acheminé et des coordonnées du gestionnaire de réseau (personne contact) **6 ou 7** : Existence des réseaux connus mais pas géoréférencés **4 ou 5** : - Pas d' interaction entre les gestionnaires de la digue et du (es) réseau(x) - Réseaux abandonnés - Absence de positionnement et de recensements - Absence de connaissance de la nature du produit acheminé et du gestionnaire de réseau La propriété la plus défavorable vis à vis du mécanisme de détérioration est choisie. et la notation s'effectue pour chacun des réseaux
Caractéristiques de lieu	Ensemble du réseau
Caractéristiques de temps	Lors de la conception ou lors d'un besoin pour consultations des éléments du dossier de la digue, lors d'une inspection visuelle normale

Les indicateurs sont ensuite agrégés par des opérateurs mathématiques simples (moyenne pondérée ou minimum) ou par des tables de vérité pour obtenir des critères fonctionnels comme par exemple le critère C2, EI « Résistance du corps de digue à l'érosion interne (Fig. 1). Les modèles pour les huit critères sont décrits dans [2] [3] [4]. Les critères fonctionnels sont ensuite eux-mêmes agrégés pour obtenir la performance vis-à-vis de l'érosion interne (Fig. 2.) selon [2] [3] [4]. Nos travaux ont été seulement développés pour le mécanisme de détérioration par érosion interne.

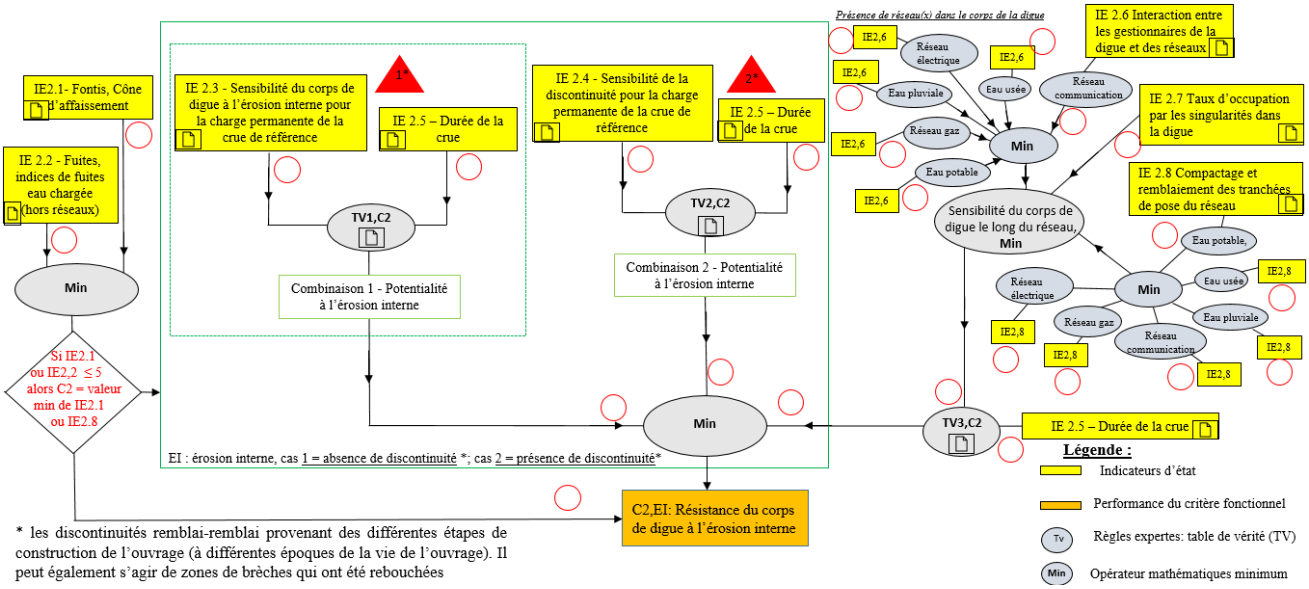


FIGURE 1. Diagramme d'agrégation des indicateurs d'état pour l'évaluation du critère fonctionnel C2, EI « Résistance du corps de digue à l'érosion interne »

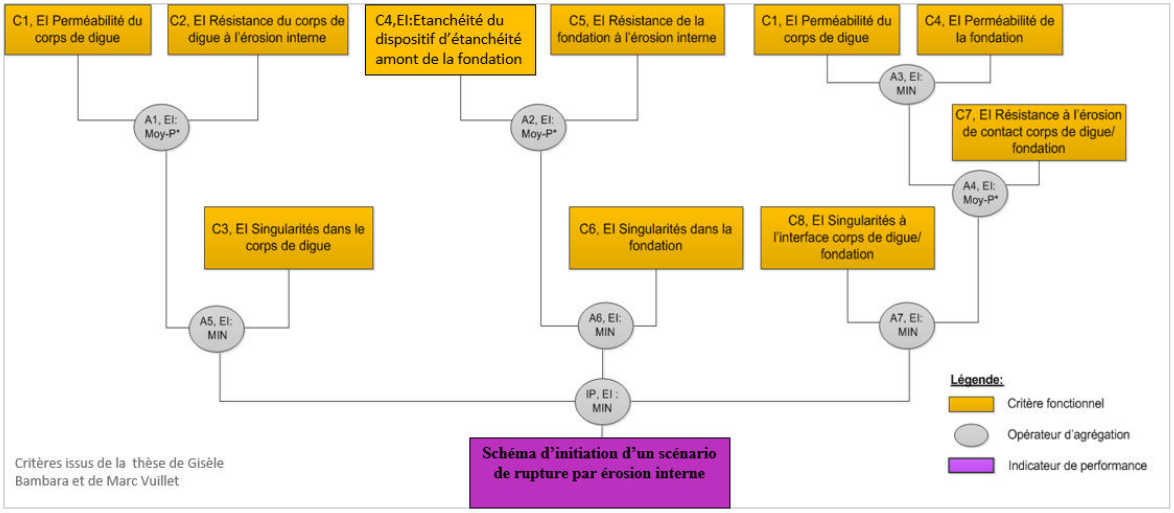


FIGURE 1. Diagramme de l'indicateur de performance vis-à-vis du mécanisme de rupture par érosion interne

Une validation des indicateurs et des modèles est ensuite menée par confrontation à trois cas réels simplifiés.

CONCLUSION

Ces travaux complètent les méthodes et outils d'aide à la décision développés antérieurement en répondant à des situations de présence d'infrastructures sur ou dans les ouvrages. L'approche est intéressante dans une optique de formalisation des connaissances et de transmission des connaissances à des ingénieurs récemment impliqués dans des tâches d'expertise concernant des ouvrages. Cette méthode a été testée avec succès sur plusieurs configurations de digues présentant des réseaux traversant, dans une approche de validation par jugement expert.

RÉFÉRENCES

[1] CIGB, (1994). Ageing of dams and appurtenant works - Review and recommandations.
[2] Serre, D. (2005). Evaluation de la performance des digues de protection contre les inondations Modélisation de critères de décision dans un Système d'Information Géographique (PhD Thesis, Université de Marne la Vallée).
[3] Vuillet, M. (2012). Élaboration d'un modèle d'aide à la décision basé sur une approche probabiliste pour l'évaluation de la performance des digues fluviales, PhD Thesis, Université Paris Est.
[4] Bambara, G. (2016). Evaluation de la performance des ouvrages hydrauliques en remblai soumis à la présence de végétation arborescente (PhD Thesis, Doctorat en Géosciences de l'Environnement).
[5] Ishikawa, K. (1982). Guide to quality control (No. TS156. I3713 1994.).
[6] Di Maiolo, P., Curt, C., & Peyras, L. (2017, May). Dégradation des digues due à la présence d'infrastructures: recensement et classification des causes par la méthode des 5 M. In 35èmes Rencontres de l'AUGC (4-p).
[7] Curt, C., Peyras L., Boissier, D. (2010). A knowledge formalization and aggregation-based method for the assessment of dam performance. Computer-aided Civil and Infrastructure Engineering, 25, 171-183.

Performances mécaniques et thermiques de mortiers cimentaires incorporant des matériaux à changement de phase (MCP)

Franck Komi Gbekou[1], Karim Benzarti[1], Abderrahim Boudenne[2], Anissa Eddhahak[3]

[1]Laboratoire Navier – Université Gustave Eiffel, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC), Centre National de la Recherche Scientifique (CNRS). komi.gbekou@univ-eiffel.fr; karim.benzarti@univ-eiffel.fr

[2]Centre d'Études et de Recherche en Thermique, Environnement et Systèmes (CERTES), Univ Paris-Est Créteil

[3]Laboratoire Procédés et Ingénierie en Mécanique et Matériaux (PIMM) – Arts et Métiers ParisTech

RESUME. Les systèmes de stockage d'énergie thermique (TES) basés sur l'utilisation de matériaux à changement de phase (MCP) sont considérés comme une solution prometteuse pour améliorer les performances énergétiques des bâtiments. Dans ce contexte, différentes formulations de mortiers contenant des MCP micro-encapsulés (sous forme de dispersion liquide incorporée lors de la phase de malaxage) ont été étudiées afin d'évaluer l'impact de la teneur en MCP sur les propriétés mécaniques et thermiques du mortier. Les résultats montrent que les performances thermiques du mortier sont fortement améliorées lorsque la teneur en MCP augmente, mais que cet effet bénéfique intervient au détriment de la résistance mécanique du matériau. Par exemple, l'introduction de 13,6% en masse de MCP dans le mortier permet de réduire la valeur de conductivité thermique de 2,46 à 0,56 $W.m^{-1}.K^{-1}$, mais induit également une chute drastique de la résistance en compression de 72 à 8 MPa.

Mots-clefs matériaux à changement de phase (MCP) biosourcés, système de stockage d'énergie thermique, propriétés thermo-physiques, propriétés mécaniques, microstructure

I. INTRODUCTION

Les systèmes de stockage d'énergie thermique sous forme de chaleur latente connaissent un intérêt croissant dans le secteur du bâtiment pour l'amélioration de l'efficacité énergétique. Basés sur l'utilisation de matériaux à changement de phase (MCP), ces systèmes permettent de stocker une grande quantité d'énergie avec de très faibles variations de température entre le stockage et la récupération. Les MCP sont capables de changer d'état physique en fonction de la température environnante : au-dessus de leur point de fusion, les MCP passent de l'état solide à l'état liquide et stockent de l'énergie ; inversement, ils repassent à l'état solide et libèrent l'énergie précédemment stockée lorsque la température redescend en dessous du point de cristallisation (Cabeza et al., 2011). Les MCP sont le plus souvent utilisés sous forme micro-encapsulée, facilement incorporable dans les matériaux de construction usuels comme les mortiers ou le béton en vue d'en améliorer les performances thermo-physiques (Djamai et al., 2019; Jayalath et al., 2016). Néanmoins, l'ajout de corps étrangers dans un matériau cimentaire peut en contrepartie modifier le comportement rhéologique et l'ouvrabilité lors de la mise en œuvre, ou encore affecter la microstructure et les propriétés mécaniques finales après durcissement (une augmentation de la porosité et une diminution importante de la résistance en compression sont souvent rapportées dans la littérature). La présente étude vise plus particulièrement à évaluer l'effet de l'incorporation d'un nouveau MCP micro-encapsulé d'origine biosourcé et conditionné sous forme de dispersion liquide, sur les propriétés mécaniques et thermo-physiques d'un mortier cimentaire.

II. METHODES EXPERIMENTALES

Le MCP sélectionné pour cette étude est le CrodaTherm™ ME29D commercialisé par la société Croda International, qui se présente sous forme d'une dispersion aqueuse de particules microencapsulées (teneur massique en solide ~ 50 %). Les microcapsules sont constituées d'un noyau MCP organique dérivé de matières premières végétales, enveloppé par une coque de polymère acrylique. Ce MCP est caractérisé par des points de fusion / cristallisation de 28,8 °C et 23,5 °C, respectivement, et par des enthalpies de fusion / cristallisation de 183 kJ/kg et -179 kJ/kg (CrodaTherm™, 2018).

La formulation du mortier de référence est issue de la littérature (Khalil et al., 2017), et contient : un ciment Portland EXTREMAT® CEM I 52,5 N (noté CEM I), un ciment Sulfo-alumineux à prise rapide Alpenat R² (noté CSA), tous deux fabriqués par la société VICAT, un superplastifiant (SP) SIKA VISCOCRETE TEMPO 11 et du sable normalisé (∅ max 2mm).

L'étude expérimentale a porté sur le mortier de référence, noté M0, et sur des mortiers contenant différentes teneurs cibles massiques xx en microcapsules de MCP, comprises entre 5 et 20% de la masse des constituants du mortier M0. Chacun de ces mélanges mortier/MCP est désigné par la notation Mxx. Les différentes formulations de mortiers sont résumées dans le Tableau 1. Les fractions massiques et volumiques effectives de microcapsules MCP contenues dans les mélanges frais sont également indiquées dans le tableau (ces valeurs sont obtenues en tenant compte de la quantité d'eau totale réelle dans les mélanges).

TABLEAU 1. Composition des différentes formulations de Mortiers / MCP

Désigna-tion	Sable (g)	CEM I (g)	CSA (g)	SP (g)	Masse de particules MCP solides (g)	Eau totale (g)	E/C	Fraction massique effective de MCP (Mass %)	Fraction volumique effective de MCP (Vol. %)
M0	1350	1059,33	79,73	2,96	-	398,67	0,35	0	0
M5	1350	1059,33	79,73	2,96	144,53	537,88	0,47	4,55	10,53
M10	1350	1059,33	79,73	2,96	289,07	851,36	0,75	7,96	16,16
M15	1350	1059,33	79,73	2,96	433,06	1006,23	0,88	11,03	20,94
M20	1350	1059,33	79,73	2,96	578,14	1190,72	1,05	13,57	24,35

La fabrication des échantillons est réalisée selon la norme NF EN 196-1. La dispersion liquide ME29D est ajoutée à l'eau de gâchage en début de malaxage, cette quantité d'eau étant ajustée de manière à conserver un étalement constant du mortier au test du mini-cône d'Abrams (= diamètre de 268 mm, correspondant à l'étalement initial du mortier M0). On note qu'il est nécessaire d'augmenter significativement la quantité d'eau globale avec la teneur en MCP. Le mélange frais est ensuite coulé dans des moules 4×4×16 cm³ pour les échantillons destinés aux caractérisations mécaniques, et dans des moules 4x4x8 cm³ pour les échantillons destinés aux caractérisations thermiques et microstructurales. Ces échantillons sont démoulés après 24 heures, emballés hermétiquement dans un film plastique, puis conditionnés à 20 ± 1°C jusqu'aux caractérisations à 28 jours.

2.2. Méthodes expérimentales

Les résistances mécaniques des mortiers (en flexion et compression) ont été déterminées à 28 jours avec une presse de capacité 300 kN et selon la norme NF EN 196-1. La microstructure des mortiers a été caractérisée par essais de porosité à l'eau (NF P18-459) et par observations en microscopie électronique à balayage (MEB FEI Quanta 400). Les propriétés thermo-physiques ont été déterminés par la méthode Hot Disk (HD) basée sur la théorie de la source plane transitoire (ISO 22007-2), avec un appareil TPS 2500S. Cette méthode donne une évaluation rapide, précise et non destructive de la

thermique volumique (ρ.Cp en $MJ.m^{-3}.K^{-1}$). Les mesures ont été réalisées dans une enceinte thermique à humidité relative constante de 50% et à des températures comprises entre 10°C et 45°C afin de couvrir tout l'intervalle de températures concerné par le changement de phase du MCP.

III. RESULTATS

La **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**.a montre que l'incorporation des MCP dans le mortier entraine une diminution de la masse volumique (attribuable à la faible densité des MCP par rapports aux autres constituants minéraux du mortier), ainsi qu'une augmentation de la porosité, probablement liée à l'excédent d'eau ajouté lors de la fabrication pour maintenir l'ouvrabilité des mélanges mortiers/MCP. En effet, toute l'eau ne participe pas à l'hydratation du ciment et l'excédent s'évapore en laissant place à du vide. De plus, les faibles interactions entre les particules de MCP et la matrice cimentaire peuvent également contribuer à générer de la porosité au niveau des interfaces.

Les observations MEB confirment par ailleurs l'augmentation globale de la porosité dans les mortiers/MCP et montrent une répartition homogène des microcapsules dans le matériau (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**).

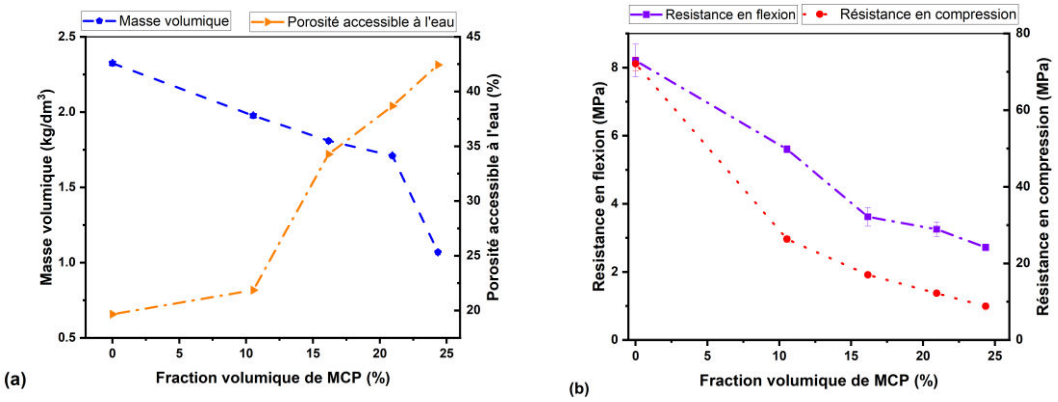


FIGURE 1. (a) Evolution de la masse volumique et de la porosité en fonction de la teneur en MCP des mortiers; (b) Evolutions des résistances mécaniques en traction/compression en fonction de la teneur en MCP

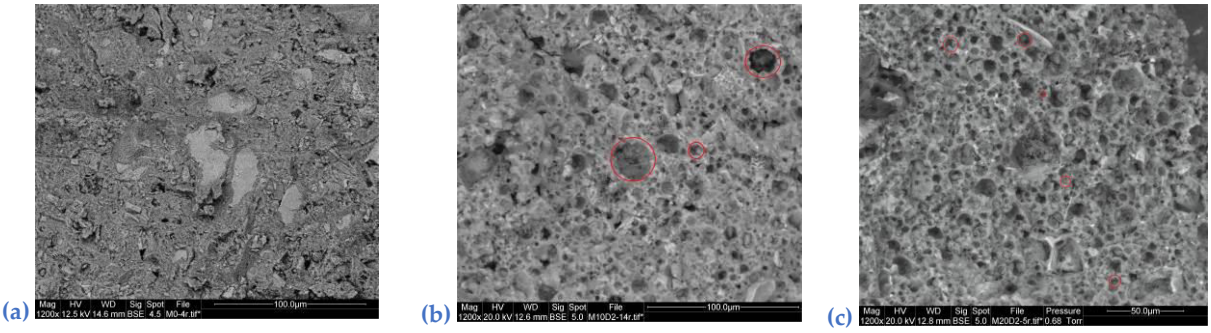


FIGURE 2. Images MEB de la microstructure des différents mortiers/MCP : (a) M0, (b) M10, (c) M20

La résistance mécanique du mortier, en flexion comme en compression, diminue fortement avec la teneur en MCP introduite dans la formulation (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**.b). La résistance à la compression passe ainsi d'une valeur de 72 MPa à une valeur de 26 MPa (soit une diminution de 64%) avec l'ajout de seulement 4,5% en masse de MCP. Ces évolutions sont en accord avec la littérature (Djamai et al., 2019; Lecompte et al., 2015) et sont généralement attribuées à des causes multiples : augmentation de la porosité des mélanges déjà évoquée précédemment, impact des MCP sur la cinétique d'hydratation du ciment, propriétés mécaniques négligeables des MCP qui peuvent être assimilés à des vides, faibles interactions entre les MCP et la matrice cimentaire pouvant

physiques du mortier sont améliorées suite à l'introduction des MCP. Par exemple, à la température de 10°C (où les PCM sont à l'état solide), la conductivité thermique passe de 2,46 $W.m^{-1}.K^{-1}$ à 0,56 $W.m^{-1}.K^{-1}$ (soit une diminution de plus de 70%) pour 13,6% en masse de MCP ajouté au mortier normal. Cet effet s'expliquerait par la conductivité thermique beaucoup plus faible du MCP, qui remplace une partie du sable et du ciment contenu dans le mortier seul. L'augmentation de la porosité avec l'ajout des MCP contribue également à la diminution des propriétés thermo-physiques des mortiers ; en effet, l'air piégé dans le mortier affecterait le transfert de chaleur par convection naturelle, contribuant ainsi à réduire la conductivité thermique (Jayalath et al., 2016).

Par ailleurs, en examinant l'évolution des propriétés thermo-physiques en fonction de la température, on note qu'elles varient très peu sur l'ensemble de la plage de température investiguée. L'état physique du noyau du MCP (solide ou liquide) semble donc avoir peu d'influence sur les propriétés thermo physiques des mortiers.

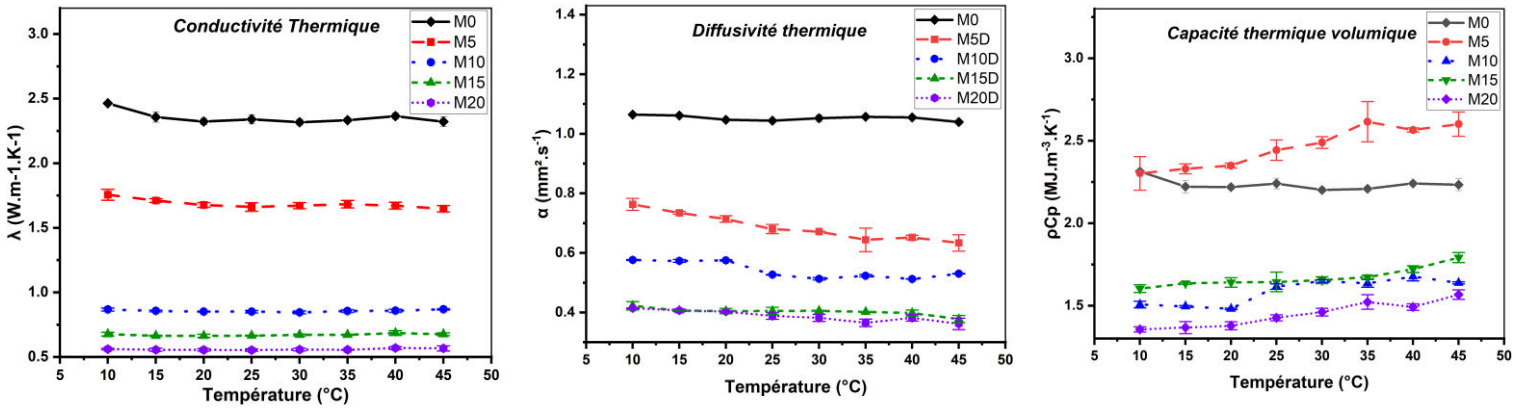


FIGURE 3. Evolutions des propriétés thermo-physiques (conductivité thermique, diffusivité thermique, et capacité thermique volumétrique) des différents mortiers/MCP en fonction de la température

IV. CONCLUSION

L'utilisation de la dispersion liquide de MCP permet d'obtenir une distribution homogène des particules dans le mortier. L'augmentation de la demande en eau lors du malaxage entraine une augmentation de la porosité et une perte de résistance mécanique des mortiers à 28 jours. A l'opposé, une forte amélioration des performances thermiques des mortiers est observée. Il faudra donc trouver le bon compromis entre cette amélioration et la perte de résistance mécanique, en fonction du type d'application prévu pour le mortier (isolation, remplissage ou élément structurel de bâtiment).

REFERENCES

Cabeza, L.F., Castell, A., Barreneche, C., de Gracia, A., Fernández, A.I., 2011. Materials used as PCM in thermal energy storage in buildings: A review. Renewable and Sustainable Energy Reviews 15, 1675–1695.

CrodaTherm™, 2018. CrodaTherm™ ME29D: Microencapsulated ambient temperature phase change material, technical datasheet

Djamai, Z.I., Salvatore, F., Si Larbi, A., Cai, G., El Mankibi, M., 2019. Multiphysics analysis of effects of encapsulated phase change materials (PCMs) in cement mortars. Cement and Concrete Research 119, 51–63

Jayalath, A., San Nicolas, R., Sofi, M., Shanks, R., Ngo, T., Aye, L., Mendis, P., 2016. Properties of cementitious mortar and concrete containing micro-encapsulated phase change materials. Construction and Building Materials 120, 408–417

Khalil, N., Aouad, G., El Cheikh, K., Rémond, S., 2017. Use of calcium sulfoaluminate cements for setting control of 3D-printing mortars. Construction and Building Materials 157, 382–391

Lecompte, T., Le Bideau, P., Glouannec, P., Nortershauser, D., Le Masson, S., 2015. Mechanical and thermo-physical behavior of concretes and mortars containing phase change material. Energy & Buildings 94, 52–60.

Optimisation multi-objectif pour évaluer la résistance à la compression du béton par combinaison de techniques non destructives

Bouchra Kouddane[1, 2], Mehdi Sbartaï[1], Sidi-Mohammed Elachachi[1], Nouzha Lamdouar[2], Toufik Cherradi[2]

[1] *I2M, UMR 5295, CNRS, Université de Bordeaux, Talence, France.*

[2] *EMI, Université Mohammed V, Rabat, Maroc.*

RESUME La résistance à la compression du béton est l'un des paramètres mécaniques les plus importants dans l'évaluation des performances mécaniques des structures en béton armé. La méthodologie récente de l'évaluation de la résistance mécanique du béton d'un ouvrage existant combine des mesures de contrôle non destructif (CND), comme la mesure du rebond et la mesure de la vitesse de propagation des ondes ultrasonores, avec des mesures destructives (prélèvements) de manière à développer un modèle de conversion, entre la résistance mécanique et les mesures non destructives. Le modèle de conversion est utilisé pour estimer ensuite la valeur locale de la résistance à chaque emplacement des mesures non destructives et de représenter ainsi la variabilité spatiale.

Le but de cette étude est de proposer une nouvelle méthodologie basée sur l'optimisation multi-objective pour prédire la résistance à la compression du béton et sa variabilité sur la base des mesures CND. À cette fin, une large base de données expérimentale et synthétique d'essais destructifs et non destructifs a été utilisée. Les conclusions tirées des données synthétiques seront confrontées aux résultats obtenus sur la base de données réelle afin de tester le potentiel de la méthodologie proposée. Cette étude montre le principe de la méthodologie et les premiers résultats de son efficacité pour prédire la résistance à la compression et sa variabilité.

Mots-clefs : résistance à la compression du béton, techniques non destructives, optimisation, SonReb, mono-objective, multi-objective

I. INTRODUCTION

Les techniques du rebond (RH) et de la vitesse d'impulsion ultrasonore (UPV) sont souvent utilisées pour évaluer les caractéristiques du béton et estimer la résistance à la compression en laboratoire et in situ. L'idée de corréler la résistance du béton (Fc) simultanément au rebond (RH) et à la vitesse d'impulsion ultrasonore (UPV), à l'origine de la méthode SonReb, remonte au début des années 1980, grâce à Facaoaru *(Cianfrone and Facaoaru, 1979)*. Cependant, l'évaluation de la variabilité de la résistance a été très peu étudiée. Les travaux récents *(Alwash et al., 2016)* ont proposé d'utiliser une méthode bi-objectif capable d'évaluer la variabilité avec une meilleure

précision que les méthodes classiques. La limite principale de cette méthode est qu'elle ne permet pas de combiner deux techniques CND pour évaluer la résistance et sa variabilité.
Cet article propose de répondre à cette problématique par l'introduction de l'optimisation multi-objectif en exposant l'intérêt de la combinaison de deux techniques CND et les approches retenues des plus usuelles (régression multiple) jusqu'aux méthodes d'optimisation.

II. PROGRAMME EXPERIMENTAL ET DONNEES SYNTHETIQUES

A. Données synthétiques

En raison du nombre limité de données expérimentales, des simulations synthétiques sont effectuées, permettant de contrôler quelques paramètres comme l'effet de l'humidité et de l'incertitude des mesures. L'avantage d'une telle approche est de construire une base de données synthétique afin de simuler différentes configurations et d'estimer l'erreur de prédiction et par conséquent d'évaluer la qualité de la méthodologie. Les principales étapes de la simulation sont : (1) la définition des variables d'entrée de simulation et leurs domaines, (2) la génération des valeurs aléatoires pour les variables d'entrée en utilisant la distribution de probabilités appropriée, (3) le calcul des valeurs des variables de sortie à l'aide des relations entre les entrées et les sorties et (4) la répétition des simulations afin de tenir compte de l'effet d'échantillonnage. Nous avons considéré comme variables d'entrée de la simulation, la résistance in situ ainsi que la teneur en humidité, avec les caractéristiques moyennes suivantes :

$$\bar{f}_{ist} = 25MPa, s(f_{ist}) = 2MPa, \overline{S}_R = 75\%, s(\overline{S}_R) = 2.25\%$$

B. Données expérimentales

La base de données expérimentales utilisée est issue des travaux de K. Ali-Benyahia, *(Ali-Benyahia et al., 2017)*. Les évaluations non destructives de rebond et de mesure de la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques (UPV) ont été appliquées sur les éléments (poteaux et poutres) d'un bâtiment en béton armé. En parallèle, des essais d'écrasement de carottes prélevées ont également été réalisés.

III. METHODES ET OUTILS

En ce qui concerne l'approche mono-objectif, la minimisation des moindres carrés est appliquée afin de fournir les paramètres estimés du modèle $Fc_{est} = a + b \times R + c \times V$, la fonction objective à minimiser est l'erreur quadratique moyenne :

$$RMSE = \sqrt{\sum_{i=0}^{NC} \left(Fc_{est,i} - Fc_i \right)^2 / NC}$$

De même, dans le cadre de l'approche multi-objectif, la procédure d'optimisation se fait à partir de la minimisation de trois fonctions objectives qui sont respectivement l'erreur quadratique moyenne, l'erreur relative sur la moyenne et l'erreur relative sur l'écart type :

$$RMSE = \sqrt{\sum_{i=0}^{NC} \left(Fc_{est,i} - Fc_i \right)^2 / NC}$$

$$REM = \left| \overline{Fc_{est}} - \overline{Fc} \right| / \overline{Fc}$$

$$REM = \left| s(Fc_{est}) - s(Fc) \right| / s(Fc)$$

IV. RESULTATS

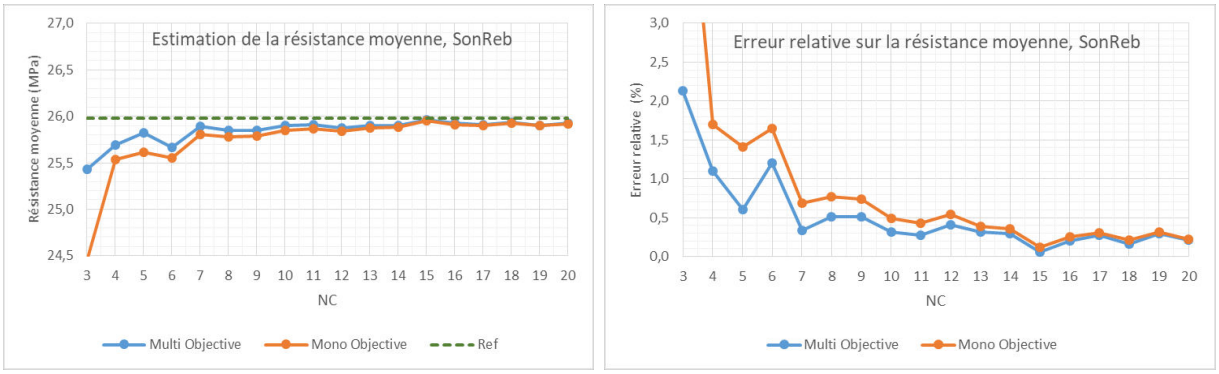


FIGURE 1. Estimation de la résistance moyenne et de l'erreur relative, à l'aide des approches Mono-Objective et Multi-Objective (données expérimentales)

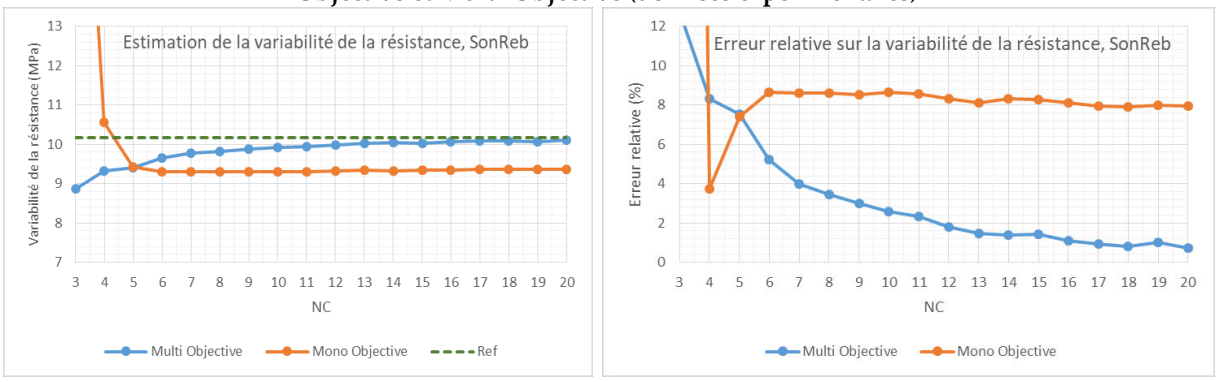


FIGURE 2. Estimation de la variabilité de la résistance et de l'erreur relative, à l'aide des approches Mono-Objective et Multi-Objective (données expérimentales)

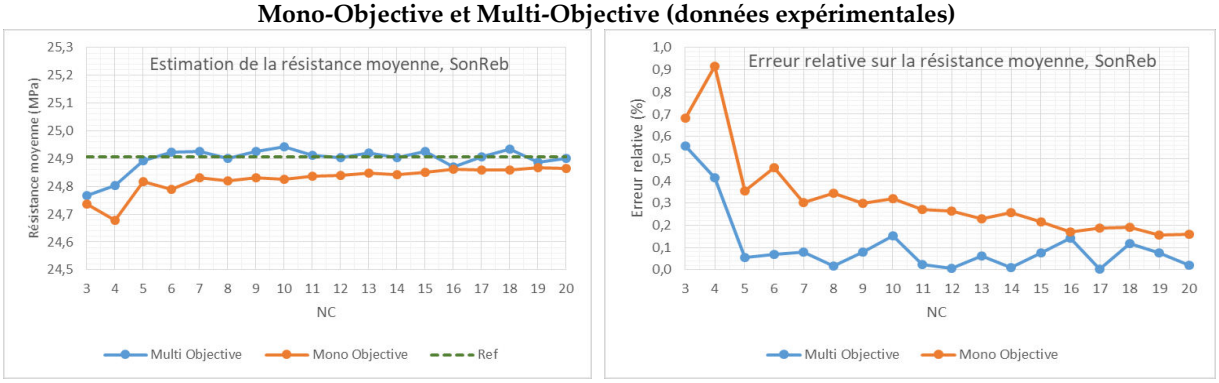


FIGURE 3. Estimation de la résistance moyenne et de l'erreur relative, à l'aide des approches Mono-Objective et Multi-Objective (données synthétiques)

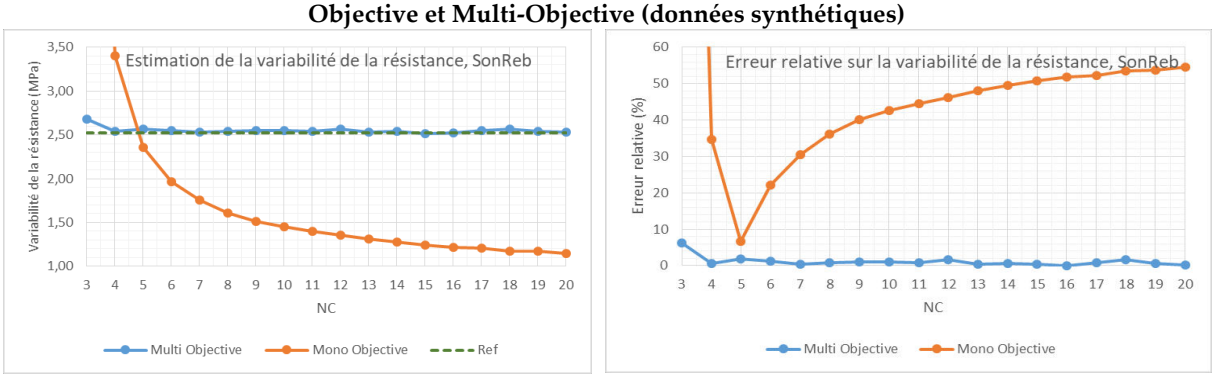


FIGURE 4. Estimation de la variabilité de la résistance et de l'erreur relative, à l'aide des approches Mono-Objective et Multi-Objective (données synthétiques)

L'optimisation multi-objectif est apte à estimer correctement la résistance moyenne et la variabilité de la résistance, en apportant un modèle à forte qualité de prédiction. Par contre, l'utilisation de l'approche mono-objectif avec un nombre restreint de prélèvements est moins performante et peut mener à de grandes erreurs. De plus, la qualité des résultats a été vérifiée en termes de différence entre la résistance estimée et la résistance expérimentale (erreurs relatives sur la moyenne et l'écart type). Les meilleurs résultats ont été considérés comme ceux qui se rapprochent le plus des valeurs expérimentales.
Nous retenons dans ce qui suit les deux approches : bi-objectif pour CND séparés et multi-objectif pour CND combinés. La figure 5 met en évidence une analyse comparative entre les valeurs des erreurs d'identification et de prédiction pour les techniques séparées et combinées. Il s'avère ici que la combinaison des techniques CND est potentiellement efficace quant à l'obtention de faibles erreurs d'identification et de prédiction.

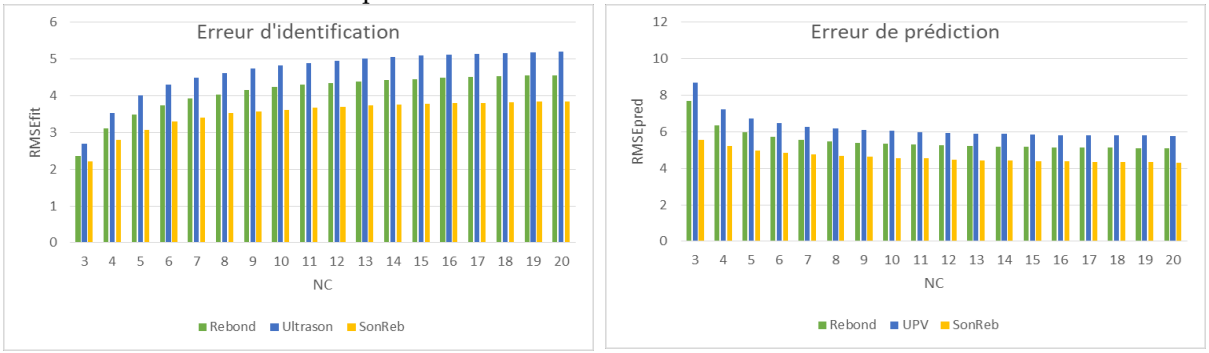


FIGURE 5. Les erreurs d'ajustement et de prédiction en fonction du nombre de prélèvements résultant de l'analyse de base de données expérimentales

V. Conclusion

Sur la base des résultats présentés précédemment, l'optimisation multi-objectif s'avère particulièrement pertinente quant à l'évaluation de la résistance du béton. De plus, les erreurs quadratiques moyennes sont affectées par le nombre d'emplacements d'essai NC, l'augmentation de NC entraîne une augmentation de l'erreur d'ajustement alors que l'erreur de prédiction est progressivement réduite. On remarque aussi que la technique d'ultrason présente des erreurs plus élevées, même lorsque NC est grand. Ce comportement est dû à l'effet de l'incertitude des mesures associée à la technique d'ultrason. Et au final, la combinaison des techniques CND permet de réduire les erreurs.

REFERENCES

Ali-Benyahia, K., Sbartaï, Z.-M., Breysse, D., Kenai, S., Ghrici, M., 2017. Analysis of the single and combined non-destructive test approaches for on-site concrete strength assessment: General statements based on a real case-study. Case Stud. Constr. Mater. 6, 109–119. https://doi.org/10.1016/j.cscm.2017.01.004

Alwash, M., Sbartaï, Z.M., Breysse, D., 2016. Non-destructive assessment of both mean strength and variability of concrete: A new bi-objective approach. Constr. Build. Mater. 113, 880–889. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.03.120

Cianfrone, F., Facaoaru, I., 1979. Study on the introduction into Italy on the combined non-destructive method, for the determination ofin situ concrete strength. Matér. Constr. 12, 413–424. https://doi.org/10.1007/BF02478819

Investigation of the influence of saturation degree on the cyclic behaviour of fine clear sand

Khai Hoan Tran[1,2], Saber Imanzadeh[1,3], Said Taibi[1], Hanène Souli[4], Jean Marie Fleureau[5], Mahdia Hattab[6]

[1] *Normandie Université, UNIHAVRE, Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, CNRS UMR 6294, Le Havre, France*

[2] *Thai Nguyen University of Technology, Thai Nguyen, Vietnam*

[3] *Normandie Univ., INSA Rouen Normandie, Laboratoire de Mécanique de Normandie, 76801 Saint-Etienne du Rouvray, France*

[4] *Ecole Nationale Supérieure de Saint Etienne, Laboratoire de Tribologie et and Dynamique des Systèmes, CNRS UMR 5513, 42023 Saint Etienne, France*

[5] *Université Paris-Saclay, CentraleSupélec, CNRS UMR 8579, Laboratoire de Mécanique des Sols, Structures et Matériaux, 91190, Gif-sur-Yvette, France*

[6] *Université de Lorraine, Laboratoire d'Etude des Microstructures et de Mécanique des Matériaux, CNRS UMR 7239, Arts et Métiers ParisTech, F-57000 Metz, Fran ce.*

ABSTRACT: In literature, there have been many studies on the liquefaction of soil; however, most of them are to study the liquefaction of saturated soil and it is necessary to have more results on the liquefaction of unsaturated soil. In this study, a series of triaxial test on both saturated and unsaturated samples was carried out to have better understand of the liquefaction of unsaturated sand in very dense state. All the samples were reconstituted using wet tamping method at a relative density of 83%. After wetting and consolidating, the samples were subjected to cyclic loading with stepping Cyclic Stress Ratio (CSR). The results show that the saturation degree affects significantly liquefaction potential of soil. The decrease of saturation degree results on the decrease of liquefaction potential of soil. Besides, the effects saturation degree on the friction angle and the slope of failures lines at the liquefaction state were also considered.

Key words: Liquefaction, quasi-saturated, Skempton's coefficient B, fine clear sand.

I. INTRODUCTION

In geotechnical engineering and soil mechanics domain, it has been well known that the saturation degree affects significantly the characteristics of soil. The liquefaction in the 1964 Niigata earthquake has attracted many studies on this phenomenon; however, most of studies has focused on the liquefaction of saturated soil. The initial researches on the liquefaction of unsaturated soils were carried out with the aim to evaluate the errors of saturated tests due to the appearance of air

bubbles and to study the behaviour of some soils not saturated in natural condition. Recently, due to some reasons, there have been more and more studies on the liquefaction of soil with saturation degree lower than 100% (Arab et al. 2016). The first reason is that there is more solid proof for the appearance of air bubble below water table and some investigations have pointed out that the soil in liquefied area is not fully saturated. Mase et al. (2019) took the undisturbed samples from area which had been liquefied during the earthquake in Kobe in 1985. The result shows that the sample is not saturated. Another reason is that the Induced Partial Saturation (IPS) technique is now feasible as a very effective technique to mitigate the liquefaction potential of soil (He et al. 2013). This method is implemented by generating air bubbles in the soil to reduce its saturation. Although having achieved many results in studying the liquefaction of unsaturated soils, there are some points not clearly mentioned in literature and needed to be clarified such as: (i) the cyclic liquefaction behaviour of unsaturated soil in very dense state; (ii) the effect of the saturation degree on the cyclic behaviour of different soil types (Tran et al. 2021). This study is to answer a part of these issues.

II. MATERIAL AND APPARATUS

In this study, the fine clear RF Hostun sand was used to reconstitute the samples, this material is also widely used in literature to investigate the liquefaction phenomenon. This material has the specific gravity of 2.65g/cm^3, the maximum grain size of 0.6mm and the minimum grain size of 0.12mm. Other parameters are shown in table 1 and the picture of the sand in figure 1.

TABLE 1. Material parameters.

D_{50} (µm)	D_{10} (µm)	D_{60} (µm)	e_{max}	e_{min}
300	200	400	1.041	0.648

- *D_{10}, D_{50}, D_{60} are the particle size distributions of RF Hostun sand*
- *e_{max} and e_{min} are the maximum and minimum value of void ratio*

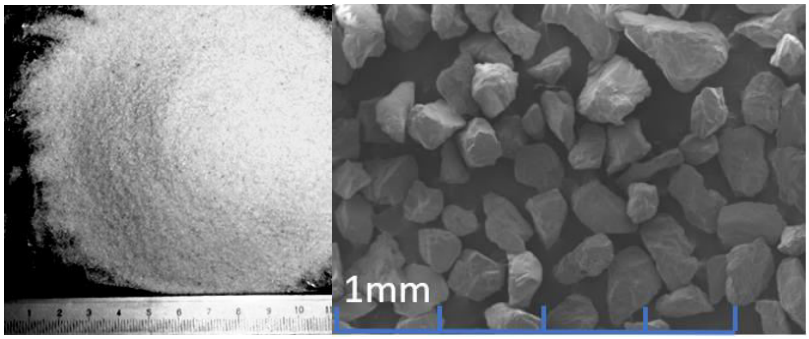


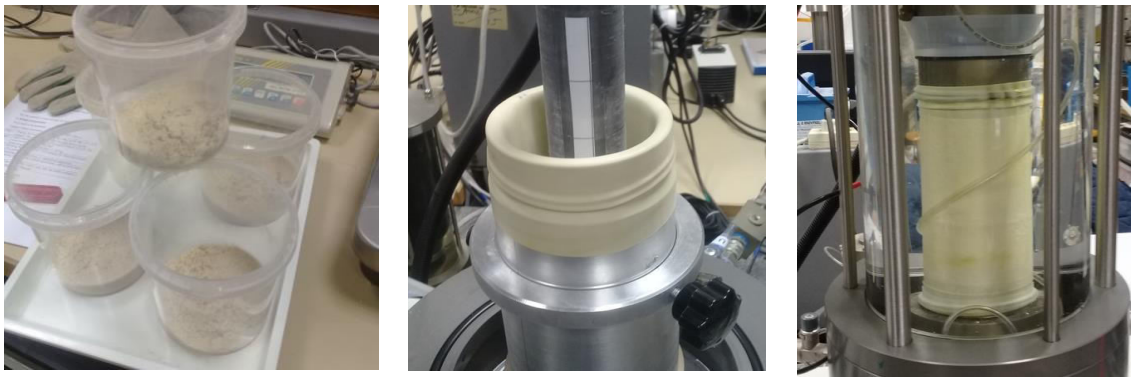
FIGURE 1. RF Hostun sand in different scales

The Cyclic Triaxial Testing System used in this study is also the apparatus presented in Tran et al. 2021. This apparatus can perform cyclic loading at a given value of deviator stress. The axial strain is measured by a transducer fixed on the piston. The load is measured by a load transducer put between the piston and the sample top cap. Maximum value of cell pressure is 900 kPa.

IV. TESTING STEPS

A. Reconstituting the samples

There are some methods usually used to prepare the sample in liquefaction test and the effect of sample preparation on the results of tests is sometimes controversial (Tran et al. 2021). In this paper, the wet tamping method is chosen to reconstitute the samples. This method is done by compacting layer by layer of the samples. For each layer, the compaction finish when reaching the desired void ratio. In this study, all the sample is prepared at the relative density of 83% or void ratio of 0.73. The sample dimensions are 140 mm in heigh and 70 mm in diameter.



(a) Five parts of samples (b) Sample compaction (c) Sample in triaxial cell

FIGURE 2. **Sample reconstituting by the wet tamping method**

B. Sample wetting and saturation degree estimation

There are three techniques usually used to saturate partly or completely the samples reconstituted by the wet tamping method as mentioned in Tran et al. (2021). In this study, the samples were initially wetted using de-aired water for circulation. After that is the increase of back pressure and cell pressure to dissolve the remaining air bubbles inside the samples.

One method which is usually used to evaluate the sample saturation degree in triaxial test is using Skempton coefficient parameter B. In isotropic pressure condition, this parameter is calculated as equation (1) (Skempton 1954). In fully saturated sample, because the water is considered as uncompressible material the B value is theoretically equal to 1. However, in practice, with sand, the samples can be considered fully saturated if B is higher than 0.96. In this study, the sample is fully saturated if B ≥ 0.97. This value is also presented and well explanted in Tran et al (2021). After B measurement, the samples were consolidated by an effective stress of 100 kPa.

$$B = \frac{\Delta u_w}{\Delta \sigma_3} \qquad \text{(Eq. 1)}$$

$\Delta\sigma_3$ is the increase of cell pressure in B measurement; Δu_w is the increment of pore water pressure caused by the $\Delta\sigma_3$.

B. Loading condition

In liquefaction test, one important parameter is Cyclic Stress Ratio (CSR). This parameter is calculated following equation (2). In this study, in one test, the value of CSR was chosen initially of 0.15, after 100 cycles of loading, the CSR was increased to higher level (0.2, 0.25, 0.3, and so on). This loading protocol is better to liquefy the unsaturated samples in very dense state (Tran et al. 2021).

$$CSR = \frac{q}{2.\sigma_3'} \quad \text{(Eq. 2)}$$

q is the maximum deviator stress. σ_3' is the initial effective stress (effective stress before cyclic loading or isotropic consolidation effective stress).

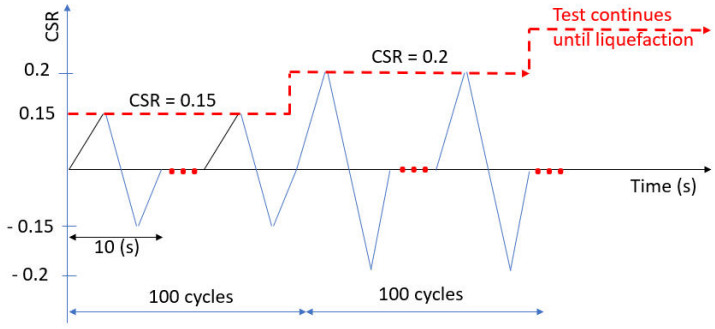


FIGURE 3. Cyclic loading with stepping CSR

V. RESULTS AND CONCLUSION

The results of tests are summarized in table 2, the saturated test with B of 0.97 was liquefied after 222 cycles at the CSR of 0.25 while the unsaturated test with B value of 0.6 liquefy after 432 cycles at the CSR of 0.35. Figure 4 shows the behaviour of saturated sample for the last 10 cycles (cycles from 212th to 222th). In figure 4a, the axial strain develops rapidly each time the deviator stress passes zero and in figure 4b, it can be seen that the stress path is butterfly form, a characteristic of cyclic mobility phenomenon. Figure 5 shows the behaviour of unsaturated samples for the last ten cycles (cycles from 422th to 432th). It can be seen that the failure line in both cases have the same slope of 1.5 for the upper lines and -1 for the low lines. It means that the slope of the failure lines does not depend on the saturation degree. These slopes of the failure lines correspond to the friction angle $\emptyset_{crit} = 37°$ following the equations 3 and 4.

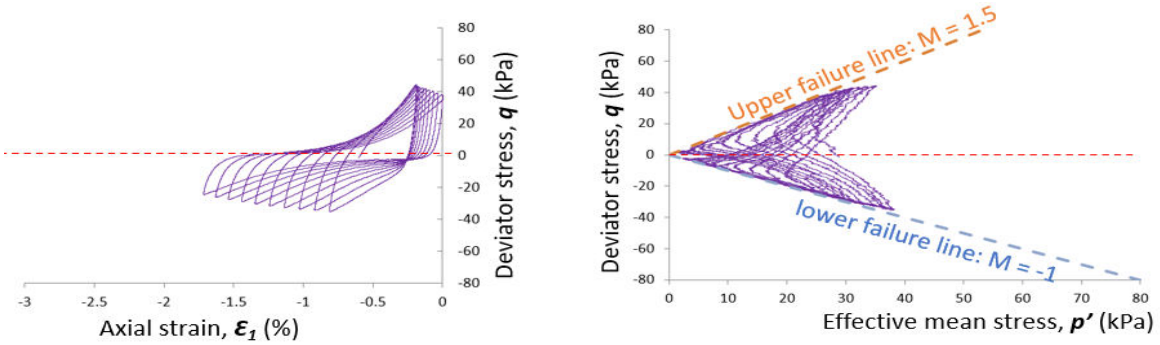
$$M = \frac{6.sin\emptyset_{crit}}{3-sin\emptyset_{crit}} \quad \text{(Compression)} \quad \text{(Eq. 3)}$$

$$M = \frac{6.sin\emptyset_{crit}}{3+sin\emptyset_{crit}} \quad \text{(Extension)} \quad \text{(Eq. 4)}$$

TABLE 2. Test results

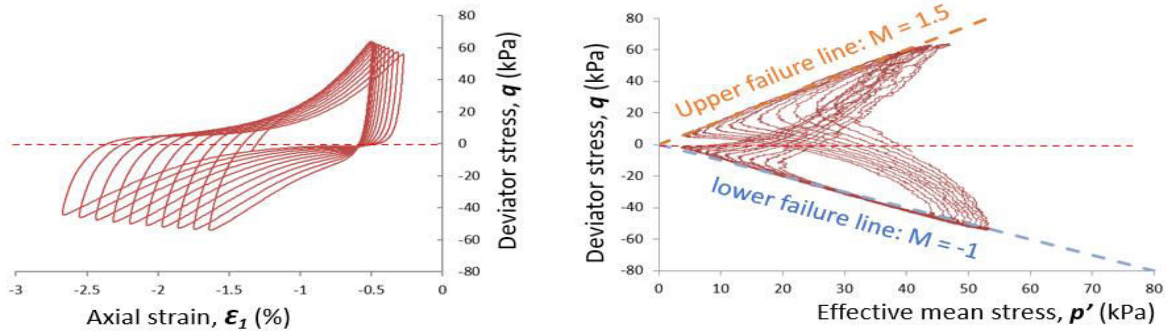
Test	B	Numbers of cycles					Total number of cycles
		CSR=0.15	CSR=0.2	CSR=0.25	CSR=0.3	CSR=0.35	
Test 1	0.97	100 (NL)	100 (NL)	22 (L)	-	-	222
Test 2	0.6	100 (NL)	100 (NL)	100 (NL)	100 (NL)	32(L)	432

NL: No Liquefaction observed at the end of loading; L: Liquefaction at the end of loading



(a) Axial strain versus deviator stress **(b) Deviator stress versus effective mean stress**

FIGURE 4. Last ten cycles of saturated test (B = 0.97) with CSR of 0.25



(a) Axial strain versus deviator stress **(b) Deviator stress versus effective mean stress**

FIGURE 5. Last ten cycles of unsaturated test (B = 0.6) with CSR of 0.35

REFERENCES

Arab, A., Belkhatir, M., & Sadek, M., 2016, Saturation effect on behaviour of sandy soil under monotonic and cyclic loading: A laboratory investigation. Geotechnical and Geological Engineering, 34(1), 347–358. https://doi.org/10.1007/s10706-015-9949-6

Mase, L.Z., Likitlersuang, S., Tobita, T., 2019, Cyclic behaviour and liquefaction resistance of Izumio sands in Osaka, Japan, Journal Marine Georesources & Geotechnology, Volume 37, 2019 - Issue 7, https://doi.org/10.1080/1064119X.2018.1485793

Skempton, A.W., 1954, The pore-pressure coefficients A and B. Géotechnique 4 (4):143-47.

Tran, K. H., Imanzadeh, S., Taibi, S., Souli, H., Fleureau, J.M., Hattab, M., 2021, Effect of saturation on liquefaction potential and residual strength: laboratory investigation. European Journal of Environmental and Civil Engineering https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/19648189.2021.1999333

He, J., 2013, Mitigation of liquefaction of sand using microbial methods. Doctoral thesis, Nanyang Technological University – Singapore.

Utilisation de la modélisation et de l'approche probabiliste dans le contexte normatif de la durabilité des ouvrages en béton

Paulo CLAUDE[1,2,3], Lucie SCHMITT[1,2], Frédéric DUPRAT[1], Thomas DE LARRARD[1], Jonathan MAI-NHU[2], Patrick ROUGEAU[2]

[1] *Université de Toulouse, LMDC UPS/INSA, 135 avenue de Rangueil, 31077 Toulouse cedex, France*

[2] *CERIB, 1 rue des longs Réages, 28230 Epernon, France*

[3] *Arcadis ESG, 200-216 rue Raymond Losserand, 75014 Paris, France*

RESUME La maîtrise de la durabilité des ouvrages neufs et la nécessité de prolonger la durée de vie des structures existantes correspondent à des enjeux sociétaux de tout premier ordre et s'inscrivent dans les principes d'une économie circulaire. La durabilité des ouvrages en béton occupe ainsi une position centrale dans le contexte normatif. Ces travaux font suite à ceux de Mai-Nhu et ont pour objectif d'étendre le domaine d'application du modèle de durabilité des ouvrages en béton SDReaM-crete, en intégrant les bétons à base d'additions et en définissant un critère d'état limite basé sur une quantité de produits corrodés. Une approche basée sur une optimisation numérique des calculs prédictifs est mise en place pour réaliser des calculs d'indices de fiabilité en considérant les principaux mécanismes liés à la corrosion des armatures : la carbonatation du béton d'enrobage, la pénétration des ions chlorure, les transferts hydriques. Ce modèle permet d'optimiser le dimensionnement des enrobages et les performances du béton en intégrant davantage les conditions environnementales telles qu'elles sont définies dans les normes.

Mots-clefs durabilité, approche probabiliste, corrosion, normalisation, modélisation

I. Introduction

À l'heure où l'écologie est au centre des discussions, l'utilisation des matières premières doit être encore mieux maitrisée et raisonnée. L'optimisation de la durabilité des ouvrages neufs et la volonté de prolonger la durée de vie des structures existantes constituent un enjeu particulièrement important. Le contexte normatif lié à la durabilité des bétons doit prendre en compte ces aspects afin de maitriser davantage le dimensionnement des ouvrages du point de vue de la durabilité et d'intégrer encore plus l'utilisation croissante de nouveaux liants à plus faible impact environnemental, dits bas carbone. Des études sont en cours afin de permettre une meilleure compréhension des phénomènes responsables de la dégradation des bétons armés. Des modèles avancés décrivant ces mécanismes (carbonatation, migration des chlorures, corrosion…)

dans un contexte déterministe sont développés. Dans la continuité de la thèse de Mai-Nhu (2013), l'objectif de ces travaux consiste à développer le modèle de durabilité SDReaM-crete et à le rendre utilisable en contexte opérationnel. Ces avancées permettent de construire un méta-modèle prédictif capable de calculer des durées de vie des ouvrages en béton armé en intégrant les risques liés à la carbonatation du béton, à la pénétration d'ions chlorure ou au couplage des deux phénomènes. Ce modèle de substitution est développé dans un contexte probabiliste et peut être utilisé pour estimer la fiabilité d'un ouvrage sur la base d'un critère basé sur une quantité de produits de corrosion ou sur la dépassivation des armatures.

II. Application du modèle SDReaM-crete au contexte normatif actuel et à ses évolutions

A. Evolution du contexte normatif

Des travaux sont en cours au niveau européen afin de faire évoluer les normes (Eurocodes 2 et l'EN 206), notamment dans la méthodologie de détermination des enrobages des armatures et dans le choix du béton pour atteindre une durabilité visée en fonction de la classe d'exposition retenue. Différents groupes de travail européens (CEN TC 250/SC2/WG1/TG10, CEN TC 104/SC1/WG1, CEN TC 229/WG4 AHG-PDR) sont impliqués dans ces travaux et dans l'élaboration d'un nouveau système basé sur des classes de résistances notées ERC (Exposure Resistance Classes). La mise en place des ERC implique l'utilisation de modèles et de la prise en compte la phase de migration des espèces agressives, l'initiation de la corrosion des armatures et sa propagation. Pour cela, il est nécessaire de disposer d'outils capables de prendre en compte les différentes phases du phénomène afin d'appuyer les retours d'expérience sur les ouvrages.

La figure 1 représente schématiquement l'approche actuelle et l'approche basée sur les classes de résistance.

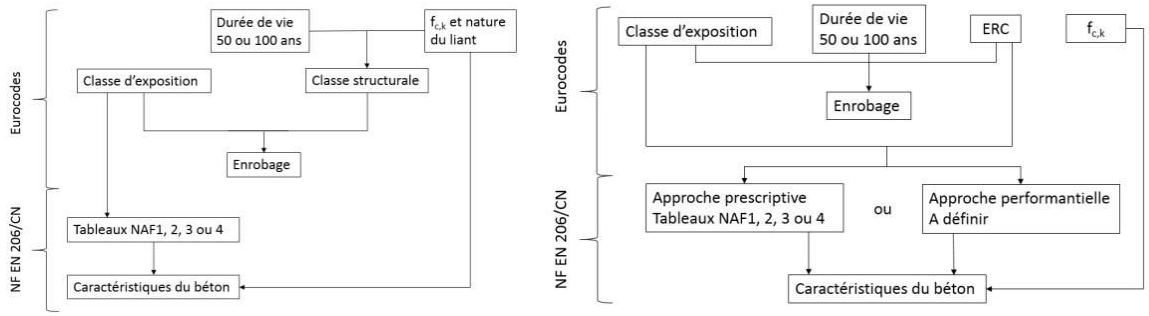


FIGURE 1. Représentation schématique de l'approche normative actuelle et de son évolution discutée dans les commissions de normalisation européennes (Schmitt, 2019)

En France, le projet PerfDub, qui regroupe environ 50 partenaires, a pour objectif de définir une méthodologie d'utilisation de l'approche performantielle au niveau français en s'intéressant aux deux approches (comparative et absolue). Le but de ce projet est d'introduire davantage l'approche performantielle dans le contexte normatif et de définir des méthodologies d'essai de durabilité éprouvées et approuvées par la profession. La démarche mise en place intègre les travaux actuels sur la durabilité des ouvrages en béton, l'approche performantielle de la durabilité des bétons et les travaux sur les ERC, au niveau Français et Européen.

B. Démarche mise en place

Dans un premier temps, notre démarche consiste à établir un parallèle avec les travaux antérieurs. La démarche proposée par Greve *et al.* (2016) et le bulletin 76 de la *fib* (Fédération International du Béton, 2015) a ainsi été reprise pour positionner les bétons français de la norme NF EN 206/CN vis-à-vis des bétons des autres pays Européens. Les modèles de Greve *et al.* (2016) et le modèle décrit dans le bulletin 34 de la *fib* (Fédération International du béton, 2006) sont utilisés de même que les modèles de substitution de SDReaM-crete. Les formules de béton étudiées sont celles préconisées par la norme NF EN 206/CN pour les classes d'exposition XC et XS (dosage en liant équivalent, E_{eff}/L_{eq} maximum) avec l'enrobage $C_{min,dur}$ donné dans l'Eurocode 2. Les indices de fiabilité calculés lors de cette étape sont les indices de fiabilité relatifs à la dépassivation et notés β_{dep}. Dans un second temps, nous proposons de déterminer un indice de fiabilité qui lie les phases de dépassivation et de corrosion noté β_{dur}. Nous avons recours pour cela aux modèles de substitution de SDReaM-crete associés au modèle de corrosion de Nguyen *et al.* (2015). Les bétons étudiés sont les mêmes que précédemment.

Des exemples d'application sur des bétons représentatifs de l'Industrie du Béton sont également étudiés. Les indices de fiabilité relatifs à la dépassivation sont calculés avec SDReaM-crete en considérant les épaisseurs d'enrobages données par l'Eurocode 2. Dans le cadre de cette étude, FORM (Ardillon, 2014) est utilisée pour évaluer les indices de fiabilité et les probabilités de défaillance.

C. Application de la démarche à des produits en béton préfabriqué

Les résultats présentés dans cet article sont les résultats obtenus sur trois produits préfabriqués en béton : une poutre, un prémur et un voussoir. Les classes d'exposition visées sont XC4 pour la poutre et le prémur, XS1/XS2 pour le voussoir. Le ciment de la poutre et du prémur sont des CEM I 52.5, avec un dosage en ciment respectivement de 360 kg/m^3 (rapport eau efficace/liant de 0,37) et 312 kg/m^3 (rapport eau efficace/liant de 0,45). Ces deux formulations comprennent du filler calcaire. Le béton du voussoir est à base de CEM III/A 52.5, dosé à 350 kg/m^3 (rapport eau efficace/liant de 0,37) et sans filler. Précisons qu'une des limites de ce travail est qu'un éventuel effet de la composition du béton sur la vitesse de propagation n'est pas pris en compte.

Les indices de fiabilité liés à la dépassivation (β_{dep}) sont calculés pour deux environnements différents. Les indices de fiabilité liés à la corrosion β_{dur} sont calculés et comparés aux β_{dep} actuellement discutés dans les travaux européen et consistant à considérer une durée de propagation forfaitaire en fonction de la classe d'exposition considérée.

D'après les travaux menés par Izquierdo (2019), pour la classe d'exposition XC4, cela conduit à un temps de corrosion acceptable de 5 ans et donc à un temps de carbonatation à considérer de 45 ans. Cela signifie que les indices de fiabilité liés à la dépassivation (β_{dep}) sont à calculer en prenant un T_{final} de 45 ans. Ce T_{final} de dépassivation varie selon la vitesse de corrosion et donc selon les classes d'exposition. Lorsqu'on utilise un modèle couplant dépassivation et corrosion, le T_{final} considéré est de 50 ans.

La fonction de défaillance considérée pour la dépassivation est simplement définie comme la différence entre l'enrobage donné par l'Eurocode 2 et la profondeur de carbonatation donnée par le méta-modèle de carbonatation. La fonction de défaillance du modèle couplant dépassivation et

corrosion est la différence entre l'épaisseur de fer perdue et une valeur seuil. Les variables aléatoires considérées restent identiques pour la fiabilité en dépassivation et celle en corrosion. Dans ces calculs, les paramètres des modèles de substitution, l'enrobage et le seuil en épaisseur de fer perdue suivent une loi Beta.

Pour les calculs de β_{dep}, la moyenne de l'enrobage dépend de la classe structurale et de leur modulation (tableau 4.3NF et 4.4 de l'Eurocode 2). Pour les calculs de β_{dur} réalisés dans cette étude, on considère une épaisseur de fer dégradée moyenne de 100 µm. Il est toutefois important de noter que cette valeur est indépendante du diamètre de l'armature utilisée et suppose une corrosion uniforme.

TABLEAU 1. Comparaison entre les β_{dep} et les β_{dur} obtenus sur les trois produits

Produit	Enrobage (mm)	Indice de fiabilité β_{dep} (-)	Indice de fiabilité β_{dur} (-)
Poutre	15	2,78	2,39
Voussoir	15	2,51	2,31
Prémur	15	2,36	2,43

III. Résultats & Conclusions

Le tableau 1 présente les résultats obtenus sur les trois produits en béton pour la classe d'exposition XC4. Dans un premier temps, les β_{dur} sont calculés en considérant un temps d'exposition de 50 ans (incubation + corrosion) et les β_{dep} sont calculés en considérant un temps d'exposition de 45 ans (incubation uniquement).

Les résultats obtenus montrent que l'utilisation d'un modèle intégrant la corrosion à la suite de l'incubation donne des résultats proches de ceux obtenus uniquement avec les méta-modèles de SDReaM-crete (carbonatation) en considérant une durée forfaitaire de propagation de la corrosion en fonction de la classe d'exposition. L'utilisation de ce modèle couplant les deux phénomènes (carbonatation puis corrosion) permettra d'étayer les travaux de normalisation européens quant aux durées de corrosion acceptables par classe d'exposition.

REFERENCES

Ardillon E, (2014). Méthode FORM , rapport établi lors des discussions du groupe de travail Sécurité et sureté des structures de l'IMdR.

Fédération Internationale du Béton. (2006). Bulletin 34 - Model code for service life design, *Technical report*.

Fédération Internationale du Béton. (2015). Bulletin 76 – Benchmarking of deemed-to-satisfy provisions in standards, *Technical report*.

Von Greve-Dierfield S, Gehlen C. (2016). Performance based durability design, carbonation, part 1 – benchmarking of European present design rules, *Structural Concrete*, 17, 309-328.

Izquierdo D. (2019). Durability Safety Calibration Proposal for Carbonation, présentation orale dans le cadre des travaux du CEN/TC 250/SC 2/WG 1/TG 10 N 118.

Mai-Nhu J. (2013). Corrosion des armatures du béton : couplage carbonatation/chlorures en présence de cycles hydriques, *Thèse de doctorat de l'Université de Toulouse III*.

Nguyen TTH, Bary B& De Larrard T. (2015). Coupled carbonation-rust formation-damage modeling and simulation of steel corrosion in 3D mesoscale reinforced concrete, *Cement and Concrete Research*, 74, 95-107.

Schmitt L. (2019). Durabilité des ouvrages en béton soumis à la corrosion : optimisation par une approche probabiliste, *Thèse de doctorat de l'Université de Toulouse*.

Effect of saturation degree on the behaviour of clear sand in very dense state

Khai Hoan Tran[1,2], Saber Imanzadeh[1,3], Said Taibi[1], Hanène Souli[4], Jean Marie Fleureau[5], Mahdia Hattab[6]

[1] *Normandie Université, UNIHAVRE, Laboratoire Ondes et Milieux Complexes, CNRS UMR 6294, Le Havre, France*

[2] *Thai Nguyen University of Technology, Thai Nguyen, Vietnam*

[3] *Normandie Univ., INSA Rouen Normandie, Laboratoire de Mécanique de Normandie, 76801 Saint-Etienne du Rouvray, France*

[4] *Ecole Nationale Supérieure de Saint Etienne, Laboratoire de Tribologie et and Dynamique des Systèmes, CNRS UMR 5513, 42023 Saint Etienne, France*

[5] *Université Paris-Saclay, CentraleSupélec, CNRS UMR 8579, Laboratoire de Mécanique des Sols, Structures et Matériaux, 91190, Gif-sur-Yvette, France*

[6] *Université de Lorraine, Laboratoire d'Etude des Microstructures et de Mécanique des Ma-tériaux, CNRS UMR 7239, Arts et Métiers ParisTech, F-57000 Metz, France.*

ABSTRACT: In this paper, a series of tests were carried out to investigate the effect of saturation degree on the liquefaction behaviour of Hostun sand in a very dense state. All the samples were reconstituted by the wet tamping method at a high relative density of 83%. After sample wetting and sample consolidation, the samples having different saturation degrees have been subjected to cyclic loading to study the liquefaction behaviour. The Cyclic Stress Ratio (CSR) of the cyclic loading increased after a given number of cycles until the liquefaction of material. The results show that even though the samples were in a very dense state and not fully saturated, they were liquefied under cyclic loading with increasing CSR. The saturation degree or Skempton's coefficient B affects significantly the liquefaction potential of samples. A decrease of B value from 0.97 to 0.7 results in the increase of CSR needed to liquefy the samples from 0.25 to 0.35. However, the effect of this parameter on the friction angle seems not to be clear.

Key words: Liquefaction, unsaturation, Skempton's coefficient B, dense, Hostun sand.

I. INTRODUCTION

In the last few years, many researchers have paid attention on the liquefaction phenomenon of unsaturated sands subjected to cyclic loading and there is an agreement that soils with a saturation degree lower than 100% can be liquefied. However, there are still some issues needing to be clarified such as: (i) the behaviour of dense unsaturated soil under cyclic loading; (ii) the effect of the saturation degree on the cyclic behaviour of different soil types. Through the value of Skempton's coefficient B, Arab et al. (2016) studied the effect of saturation degree on the behaviour of RF Hostun

sand in dense state. They showed that the characteristics including initial stiffness, shear strength, cyclic shear strength, and the sample deformation during cyclic loading have been affected by the saturation degree. Vernay et al. (2019) studied the effect of parameters like suction, pore fluid compressibility and saturation degree on the liquefaction potential of Fontainebleau sand subjected to cyclic loading. In this study, the saturation degree was varied through three zones and the results show that the soil can liquefy and the B value affects significantly the behaviour of soil. The effect of saturation degree in three zones was also studied by Tsukamoto (2018). The cyclic triaxial test on undisturbed specimens was carried out by Mase et al. (2019). In this study, the parameters like the excess pore pressure ratio, hysteresis loop, and effective stress path were surveyed.

II. SKEMPTON'S PARAMETER B

To link the variations in pore pressures associated with variations in total stresses in soils, Skempton (Skempton 1954) used two parameters called Skempton coefficients, A and B. The equation below shows the relationship between them (Equation 1):

$$\Delta u_w = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)] \quad \text{(Eq. 1)}$$

where A and B are the Skempton coefficients and $\Delta\sigma_1$ and $\Delta\sigma_3$ are the changes of the major and minor total principal stresses. Δu_w is the pore water pressure increment due to the $\Delta\sigma_3$ and $\Delta\sigma_1$

One of the common uses of these coefficients is to assess the saturation of triaxial samples in isotropic pressure condition. With this condition, the second term of the equation 1: $(A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3))$ equals to zero and the equation 1 becomes simple in practical measurement as equation 2:

$$B = \frac{\Delta u_w}{\Delta\sigma_3} \quad \text{(Eq. 2)}$$

$\Delta\sigma_3$ and ΔU_w are respectively the increase of the imposed isotropic confining stress and the resulting measured increment of pore water pressure.

III. MATERIAL AND APARATUS

The material is fine quartz sand (RF Hostun) which has been used by many researchers in literature (Tran et al 2021; Arab et al. 2016). The sand parameters are: specific gravity 2.65g/cm^3, maximum grain size 0.6mm, minimum grain size 0.12mm. Other parameters are shown in table 1 with D_{10}, D_{50}, D_{60} are the particle size distributions of RF Hostun sand, e_{max} and e_{min} are the maximum and minimum value of void ratio. The grain size distribution and the photos of the sand are shown in figure 1 and figure 2.

TABLE 1. The parameters of RF Hostun sand.

D_{50} (µm)	D_{10} (µm)	D_{60} (µm)	e_{max}	e_{min}
300	**200**	**400**	**1.041**	**0.648**

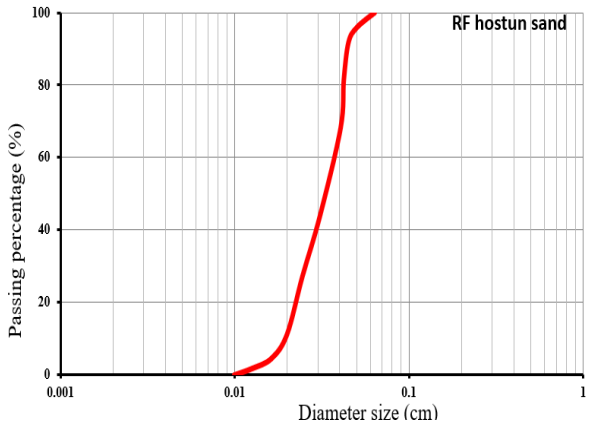


FIGURE 1. Grain size distribution of RF Hostun sand

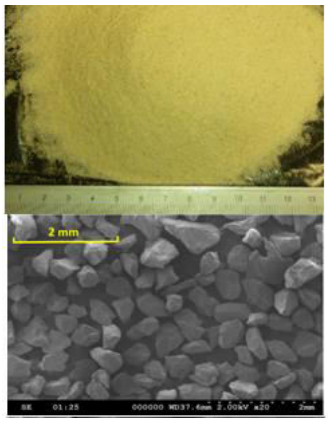


FIGURE 2. RF Hostun sand

The Dynamic (Cyclic) Triaxial Testing System 5Hz/5kN used in this study has been provided by VJ tech with a dynamic controller to generate and control dynamic parameters, i.e. force, displacement and pore water pressure.

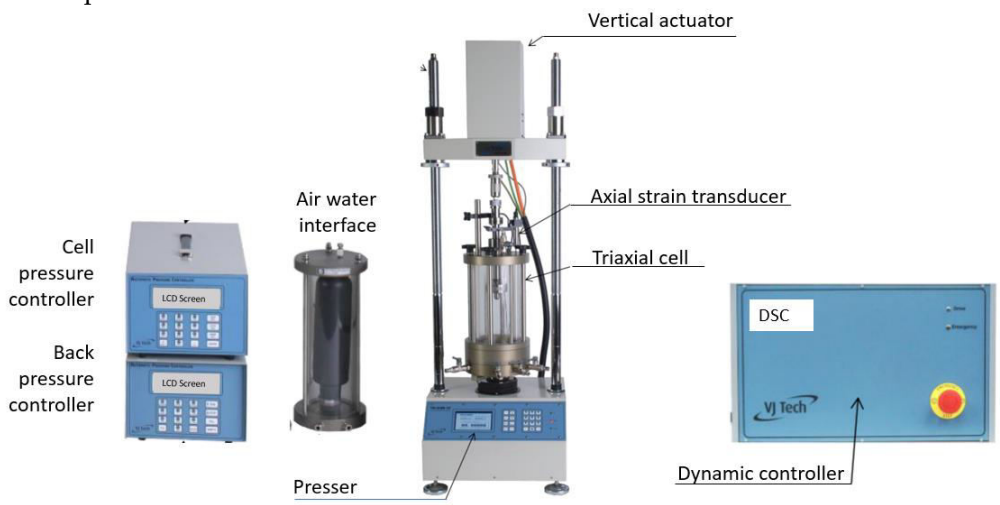


FIGURE 3. Triaxial dynamic testing apparatus

IV. TEST PROCEDURE

A. Sample preparation

The samples were prepared by the wet tamping method which is widely used in liquefaction laboratory testing. After compacting, the sample size is 70 mm in diameter and 140 mm high and initial void ratio of 0.73 corresponding to the relative density of 83% calculated as following equation (Equation 3):

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \quad \text{(Eq. 3)}$$

B. Sample saturation, B check and consolidation

The samples have been circulated by de-aired water, however, there are still air bubbles inside the samples. From our experience, the saturation degree achieved by this method is about 70-80%. To dissolve the remaining air bubble inside the samples after that pore water pressure and back pressure were increased in a process called Ramp (figure 4). With unsaturated samples, they were circulated by de-aired water in vacuum condition. After sample saturation, the B value was measured to evaluate the sample saturation degree and then an effective stress of 100 kPa was applied to consolidate the samples.

B. Cyclic loading with increasing Cyclic Stress Ratio (CSR)

The load has saw teeth form with frequency of 0,1 Hz. The CSR is chosen initially of 0.15 corresponding to the deviator stress of 30 kPa. The relationship between CSR and deviator stress is shown in equation (4)

$$CSR = \frac{q^c_{max}}{2.\sigma'_{3c}} \qquad \text{equation 4}$$

q^c_{max} is the amplitude of deviator dynamic stress. σ'_{3c} is the effective consolidation stress.

Due to the difficulty in liquefying the unsaturated samples in very dense state, the value of CSR was increased after each 100 cycles (Figure 5). In the case there was a clear sign of liquefaction, the CSR is kept unchanged, so the number of cycles of the final load case may be greater than 100.

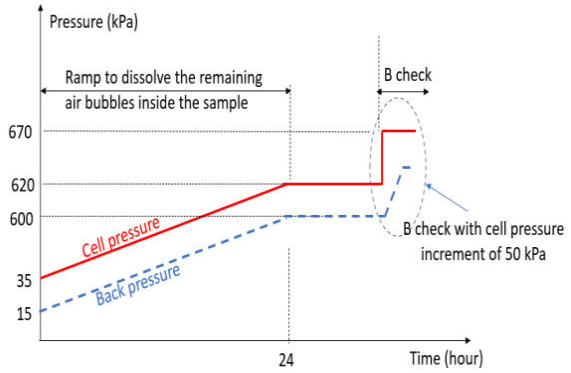


FIGURE 4. Ramp process to saturate completely the sample

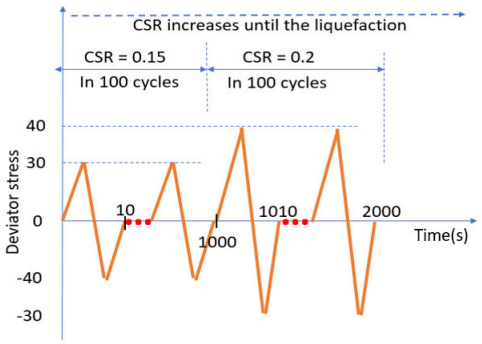


FIGURE 5. Cyclic loading

V. RESULTS AND CONCLUSION

Figure 6 shows two tests with saturation degree of 0.97 for fully saturated test (Figure 6a) and B of 0.6 for unsaturated test (Figure 6b). The results show that the initial saturation degree affects significantly the behaviour of the sample. The decrease in B value from 0.97 to 0.6 results in the increase of CSR from 0.25 to 0.35 and as well the rise of number of cycle at liquefaction from 222 cycles to 432 cycles. The pore water pressure increment at liquefaction shows the two-peak mechanism for both saturated and unsaturated tests. It means that in one cycle, the sample changed two times from dilatancy phase to contractancy phase. This is a characteristic of cyclic mobility, the liquefaction of sand in dense state.

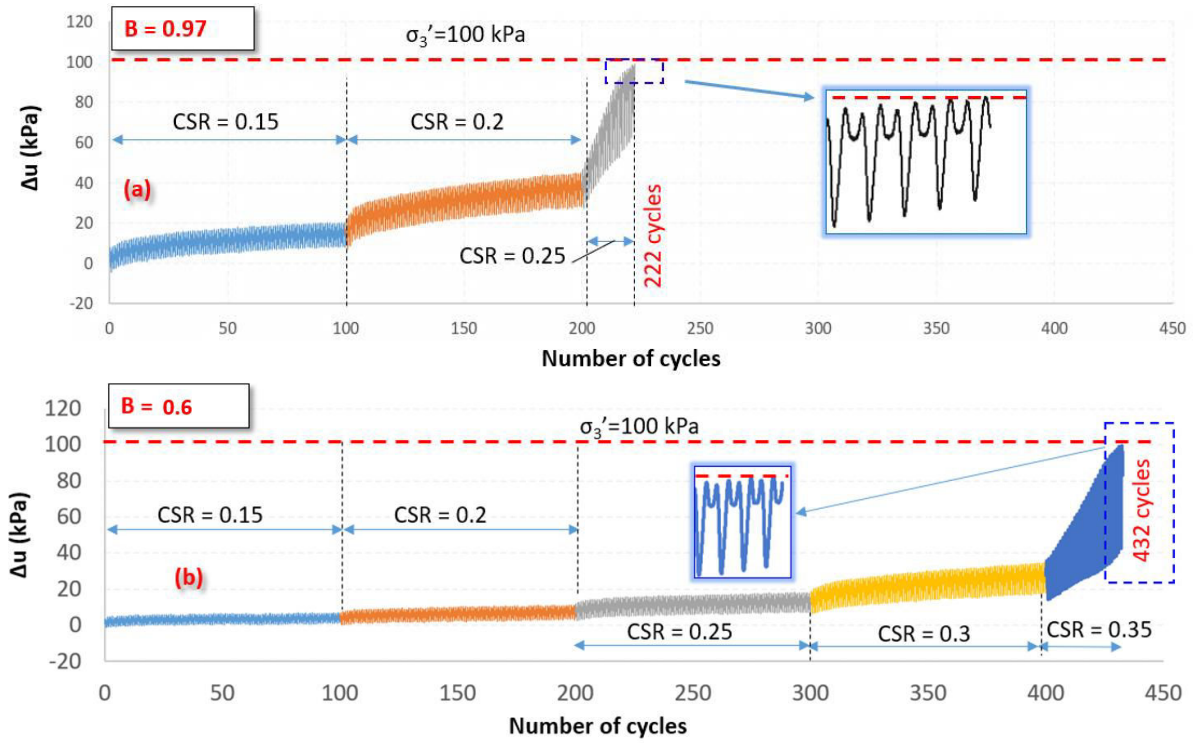


FIGURE 6. Pore water pressure increment for saturated sample (a) and unsaturated sample (b)

REFERENCES

Arab, A., Sadek, M., Benkhatir, M. 2016. Saturation Effect on Behavior of Sandy Soil Under Monotonic and Cyclic Loading: A Laboratory Investigation. Geotechnical and Geological Engineering. Geotechnical and Geological Engineering. DOI: 10.1007/s10706-015-9949-6

Vernay, M., Morvan, M., Breul, P., 2019, Experimental study on the influence of saturation degree on unstable behavior within granular material. European Journal of Environmental and Civil Engineering. doi: 10.1080/19648189.2018.1488623.

Tsukamoto. Y., 2018, Degree of saturation affecting liquefaction resistance and undrained shear strength of silty sands. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.04.041

Mase, L.Z., Likitlersuang, S., Tobita, T., 2019, Cyclic behaviour and liquefaction resistance of Izumio sands in Osaka, Japan, Journal Marine Georesources & Geotechnology, Volume 37, 2019 - Issue 7, https://doi.org/10.1080/1064119X.2018.1485793

Skempton, A.W., 1954, The pore-pressure coefficients A and B. Géotechnique 4 (4):143-47.

Tran, K. H., Imanzadeh, S., Taibi, S., Souli, H., Fleureau, J.M., Hattab, M., 2021, Effect of saturation on liquefaction potential and residual strength: laboratory investigation. European Journal of Environmental and Civil Engineering https://www.tandfonline.com/doi/full/10.1080/19648189.2021.1999333

Carbonatation accélérée de granulats de béton recyclé – Évolution des propriétés selon leur classe granulaire

Braymand Sandrine[1], Roux Sébastien[2], Schlupp Florian[1], Mercado Mendoza Hugo[1]

[1] *ICUBE, UMR 7357, Université de Strasbourg, CNRS, Illkirch, Cedex, France*

[2] *IJL, UMR 7198, Université de Lorraine, CNRS, Nancy, France*

RESUME Les granulats de béton recyclé (GBR) sont aujourd'hui couramment utilisés dans les bétons. Cependant, certaines de leurs propriétés amoindries et leur variabilité sont un facteur limitant pour une large mise en œuvre. En obstruant les accès au réseau poreux, le traitement des GBR par carbonatation accélérée, réduit la porosité accessible qui affecte l'absorption d'eau. Cette problématique est étudiée dans le cadre du projet national FastCarb. Ce travail analyse l'influence de la carbonatation accélérée sur l'évolution des propriétés des GBR et leur variabilité en fonction des classes granulaires. Il est montré que, pour les petites classes granulaires, l'absorption et la teneur en $CaCO_3$ évoluent de façon plus marquée et la variabilité sur l'essai d'absorption est plus nettement réduite à l'issue du traitement.

Mots-clefs : Granulats de béton recyclé, absorption, carbonatation accélérée, classes granulaires

I. INTRODUCTION

De nos jours, l'utilisation de granulats de béton recyclé (GBR) est une pratique courante dans le domaine de la construction. Obtenus par concassage d'anciens bétons, les GBR sont composés de granulats naturels et de pâte de ciment. Cette hétérogénéité dans leur composition entraine des différences de propriétés et une large plage de variation de celles-ci avec les granulats naturels (GN), particulièrement en ce qui concerne leur absorption d'eau (voir fig. 1). Ces différences sont liées à la composition des bétons parents (béton initial avant démolition) avant le concassage et elles limitent l'utilisation à grande échelle des GBR dans les formulations de béton nouvellement mis en œuvre.

L'industrie cimentaire participe au rejet de gaz à effet de serre à hauteur de plus 5 à 7% de la totalité des gaz émis en France. Dans le but de réduire les émissions de CO_2 et augmenter la quantité de GBR utilisée pour la fabrication de béton, le projet FastCarb (FastCarb, 2017) propose de stocker le $C0_2$ rejeté lors de la production de ciment dans les GBR afin d'améliorer leurs propriétés. L'objectif est de proposer un système de carbonatation accélérée à échelle industrielle. (Sereng, et al., 2021).

L'objectif de cette étude est d'analyser l'évolution de l'absorption et de ses plages de variations suite à un traitement de carbonatation accélérée des GBR. L'analyse porte sur l'influence des

classes granulaires des GBR, les paramètres du traitement par carbonatation accélérée ayant été défini au préalable.

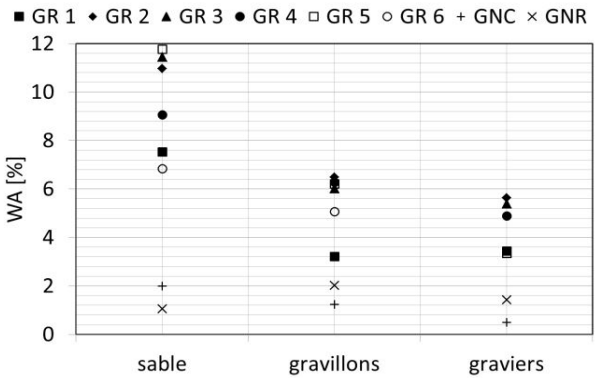


FIGURE 1. Absorptions à 24h (WA24) de GBR et de GN (Déodonne, 2015)

GBR : GR1 à GR6 (différentes sources) ; GNC : GN concassé ; GNR : GN roulé

II. MATÉRIEL ET MÉTHODES

A. Matériaux d'étude

Les GBR ont été obtenus par concassage en mars 2020 d'un béton réalisé au laboratoire en novembre 2019. Ce béton a été formulé comme un béton d'usage courant (340 kg/m^3 de ciment CEM II/B-M(S-LL) 32,5R CE CP1, E/C = 0,65, granulats siliceux roulés).

Ce matériau est concassé à l'aide d'un concasseur à mâchoires de laboratoire en 4 classes granulaires (en mm) : 5/8 ; 8/10 ; 10/14 ; 14/16 avant les essais de caractérisation et de carbonatation ont été faits à l'issue du concassage.

B. Méthodes expérimentales

Afin de ne pas endommager la matrice cimentaire, les GBR ont été séchés à 60°C jusqu'à stabilisation complète de la masse, et ceci avant tout essai de caractérisation ou de carbonatation.

1. Essais de caractérisations sur GBR

Les essais suivants ont été menés sur les GBR non carbonatés et carbonatés :

- Absorption (NF EN 1097-6 modifiée essais à 48h)
- Essai d'attrition micro deval à sec (selon NF EN 1097-1).
- Teneur en $CaCO_3$ par utilisation d'un calcimètre de Bernard (NF P 94-048).
- Test à la phénolphtaléine.

2. Essai de carbonatation accélérée

Deux essais de carbonatation ont été réalisés sur les 4 classes granulaires selon les paramètres de carbonatation suivants :

- Pré humidification, teneur en eau appliquée : 4%
- Teneur en CO2 : 15%

- Consigne en Humidité Relative dans l'enceinte : 60%
- Pression dans l'enceinte : atm
- Consigne en température dans l'enceinte : 20°C
- Durée de carbonatation : 24h

III. RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

A. Caractérisation des GBR

Le coefficient d'absorption à l'eau à 48h W48 présente une diminution de sa valeur pour toutes les classes granulaires (voir fig. 2.). Une diminution maximale de 1,84% est atteinte pour la classe 5/8 mm. Une baisse de la variabilité est observée pour toutes les classes granulaires, de manière significative pour les plus petites classes granulaires.

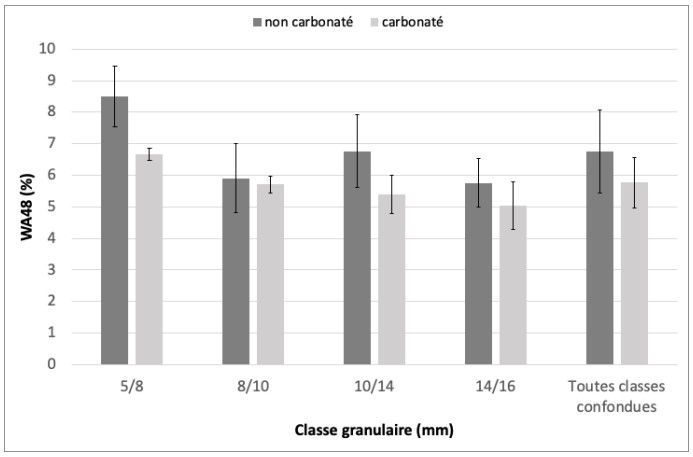


FIGURE 2. Évolution de l'absorption à 48h de GBR avant/après carbonatation accélérée

Les essais microdeval ont montré une baisse de résistance à l'usure avec une attrition stable voire augmentée suite à la carbonatation accélérée, la plage de variation est quant à elle globalement augmentée (en moyenne : 7,58% +/- 2,57% GBR non carbonatés et 10,61% +/- 5% GBR carbonatés).

B. Efficacité de la carbonatation

La teneur en $CaCO_3$ du mortier accolé des GBR augmente significativement pour toutes les classes granulaires, cette augmentation est comprise entre 10,34% et 16,55% (voir fig. 3.). La variabilité sur cette mesure reste faible voire diminue pour les petites classes granulaires mais augmente pour les classes granulaires supérieures à 10 mm.

Les observations au test à la phénolphtaléine confirment une carbonatation surfacique complète après la carbonatation accélérée.

Un gain de masse (sur matériau sec) significatif entre les GBR non carbonatés et carbonatés est relevé (voir fig. 4.), quelle que soit la classe granulaire, ce gain de masse est supérieur à 10g par kg de GBR.

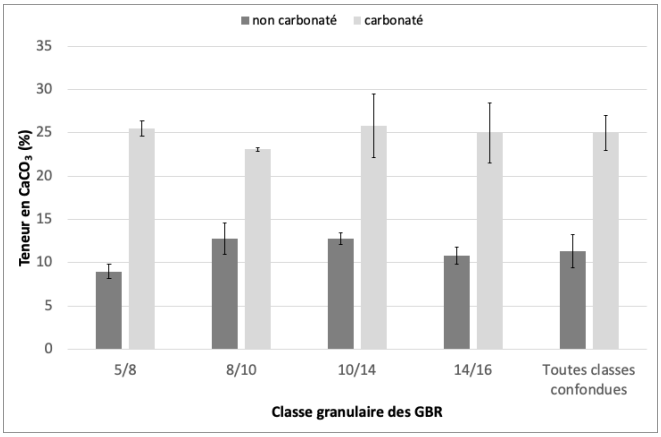


FIGURE 3. **Évolution la teneur en $CaCO_3$ du mortier accolé de GBR avant/après carbonatation accélérée**

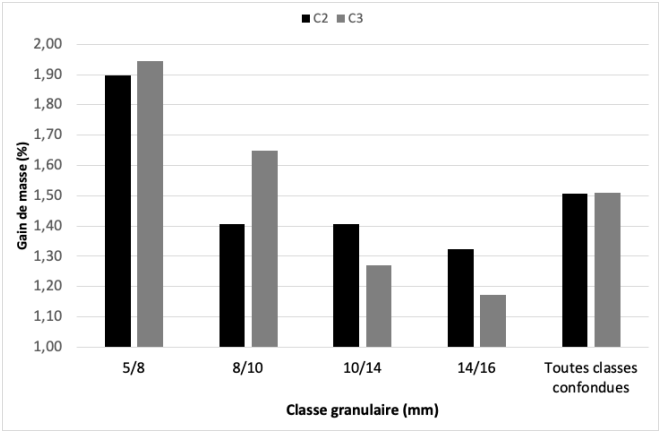


FIGURE 4. **Gain de masse de GBR suite à 3 carbonatations accélérées**

IV. CONCLUSION

La carbonatation accélérée selon les paramètres appliqués améliore l'absorption des GBR, augmente la teneur en $CaCO_3$ du mortier accolé et engendre un gain de masse. L'absorption et la teneur en $CaCO_3$ évoluent de façon plus marquée pour la plus petite des classes granulaires. La variabilité sur l'essai d'absorption est diminuée, notamment pour les classes granulaires plus petites. L'attrition semble augmentée par la présence de $CaCO_3$ nouvellement formé.

REFERENCES

Déodonne, K., 2015. *Études des caractéristiques physico-chimiques des bétons de granulats recyclés et de leur impact environnemental,* Strasbourg. Thèse de doctorat, Université de Strasbourg, ED269. https://www.theses.fr/2015STRAD013

Sereng, M., Djerbi, A., Metalssi, O. O. & Torrenti, J. M., 2021. Improvement of Recycled Aggregates Properties by Means of CO2 Uptake. *Appli. Sci.,* 11(6571), pp. 1-22.

Fastcarb, Projet National Fastcarb, IREX,2017-2022, https://fastcarb.fr/

Prédiction numérique de l'effet de l'immersion sur le comportement d'un béton confiné : efficacité d'un composite biosourcé et modèle d'interface

Chaimaa Jaafari[1], Oumayma Aboutaybi[1], Elhem Ghorbel[1]

[1] *CY Cergy Paris Université - L2MGC, Laboratoire de Mécanique et de Matériaux de Génie Civil, France.*
chaimaa.jaafari@cyu.fr

RESUME Le sujet de recherche porte sur la prédiction numérique de l'effet de l'immersion dans l'eau sur le comportement de béton confiné et sur l'interface composite béton. Des bétons, après une cure de 28 jours, ont été confinés par des composites (biosourcés en fibre de lin ou époxyde/carbone) puis gardés dans l'air ou exposés dans l'eau à des températures différentes (15 °C ou 40 °C) pendant 15 jours. Des essais d'arrachement et de compression ont été effectués afin de caractériser le comportement mécanique ainsi que l'adhérence béton/composite de ces bétons confinés gardés dans différents environnements. Ce travail s'intéresse plus particulièrement au développement de modèles numériques sur Abaqus permettant de simuler les essais expérimentaux d'arrachement et de prédire le comportement à la compression de colonnes en béton confinées par composite (via le développement de modèles d'interfaces béton/composite adaptés fonction des conditions hygrothermiques).

ABSTRACT This research project is on the numerical prediction of the effect of immersion in water on confined concrete and composite-concrete interface. Concrete samples were after 28 days of casting confined with composites (bio-resourced in flax fibers or epoxy/carbon composites) and then kept in the air or in water at different temperatures (15 °C or 40°C) during 15 days. They were then tested using pull-out and compression tests in order to experimentally quantify their mechanical behavior and the composite-concrete bond strength and adherence. This work is more specifically on the development of numerical models on Abaqus to simulate pullout tests and compression tests on concrete columns confined with composite (through the development of concrete/ composite interface models function of the hygrothermal conditions).

Mots-clefs Réparation ; béton ; composites biosourcés ; composite époxyde/carbone ; immersion dans l'eau ; interface ; adhérence.

Keywords Reparation; concrete; bio-resourced composites; epoxy/carbon composites; immersion in water; interface; adherence.

I. Introduction et objectifs

L'objectif du présent travail est de modéliser numériquement l'effet de l'immersion dans l'eau sur le comportement de béton confiné et sur l'adhérence entre béton et deux types de composites : composites epoxy/carbone Sika dur 330 noté « PFC » et bio-sourcé (en fibres de lin et résine biosourcée SR GreenPoxy 33 noté « PFL »). Les lois d'interface béton/composite ont dans un premier temps été calées sur des essais d'arrachement, puis les mêmes lois d'interface ont été utilisées pour simuler le comportement de colonnes en béton confinées par composite soumises à

de la compression (lors de ce type d'essai l'interface béton/composite subit des contraintes de traction du fait de la compression axiale appliquée à l'éprouvette de béton). Deux modèles numériques sous Abaqus ont été développés. Le premier permet de simuler la réponse mécanique d'essais d'arrachement (sollicitation de traction) sur dallettes en béton confinées par composites « PFC » ou « PFL » selon la norme P18-852 avec le dynamomètre Proceq DY-216. Le second permet de simuler la réponse sous compression de colonnes en béton confinées à 28 jours par les composites PFL ou PFC puis gardées dans l'air ou dans l'eau à des températures différentes (25°C ou 40°C) pendant 15 jours. Les modèles ainsi développés permettent de prendre en compte l'effet de l'immersion dans l'eau à différentes températures (25°C, 40°C) sur l'adhérence composite béton (utilisation de modèles cohésifs pour simuler différents types d'interfaces béton composite). Les essais expérimentaux ont été menés au laboratoire L2MGC. Dans une première partie, les propriétés mécaniques du béton et des composites modélisés seront présentées. Ensuite, dans une seconde partie, le modèle d'interface béton-composite utilisé sera présenté ainsi que les modèles numériques développés pour simuler les essais d'arrachement et de compression et les résultats obtenus seront comparés aux résultats expérimentaux.

II. Propriétés mécaniques du béton et des composites PFC et PFL

TABLEAU 1. Propriétés de béton : E le module d'Young, ν le coefficient de Poisson et Fcm la Résistance en compression du béton et Fctm la résistance en traction. Ces propriétés n'ont été influencées que très peu par l'immersion dans l'eau (caractéristiques gardées constantes lors des simulations).

Béton			
E(GPa)	ν	Fcm (MPa)	Fctm (MPa)
30.90	0.2	40.35	2.9

TABLEAU 2. Propriétés des composites PFC et PFL: E11 et E22 modules d'Young selon les directions principales, G12 et G22 modules de cisaillement, ν le coefficient de poisson et $\sigma_{béton-comp}$ contrainte d'arrachement pour différentes conditions hygrothermiques.

	PFC (1 pli d'épaisseur 0.12 mm)					
	E11 (GPa)	E22 (GPa)	G12 (GPa)	G22 (GPa)	ν	$\sigma_{béton-comp}$
PFC à l'air	156.56	20.38	63.64	8.29	0.23	3.4
PFC immersion eau à 25°C-15J	170.87	18.91	67.27	7.44	0.27	1.35
PFC immersion eau à 40°C-15J	77.28	19.69	29.72	7.57	0.3	1.26
	PFL (2 plis, épaisseur totale 0.89 mm)					
PFL à l'air	27.24	19.0	10.479	7.32	0.3	2.63
PFL immersion eau à 25°C-15J	18	16.24	6	6.0	0.36	1.29
PFL immersion eau à 40°C-15J	17.0	16.53	6	0.2	0.37	0.63

Les composites ont été modélisés via un modèle élastique linéaire laminaire sur Abaqus (modules d'Young fonctions des conditions d'immersion considérées).

III. Simulation de l'essai d'arrachement et de compression

A. Maillage, paramètres et modèle d'interface composite/béton

FIGURE 1. Modèles d'interface béton/ composites (PFC ou PFL) et courbes contraintes déformations pour le béton (traction et compression) modélisé avec le concrete damage plasticity model sur Abaqus

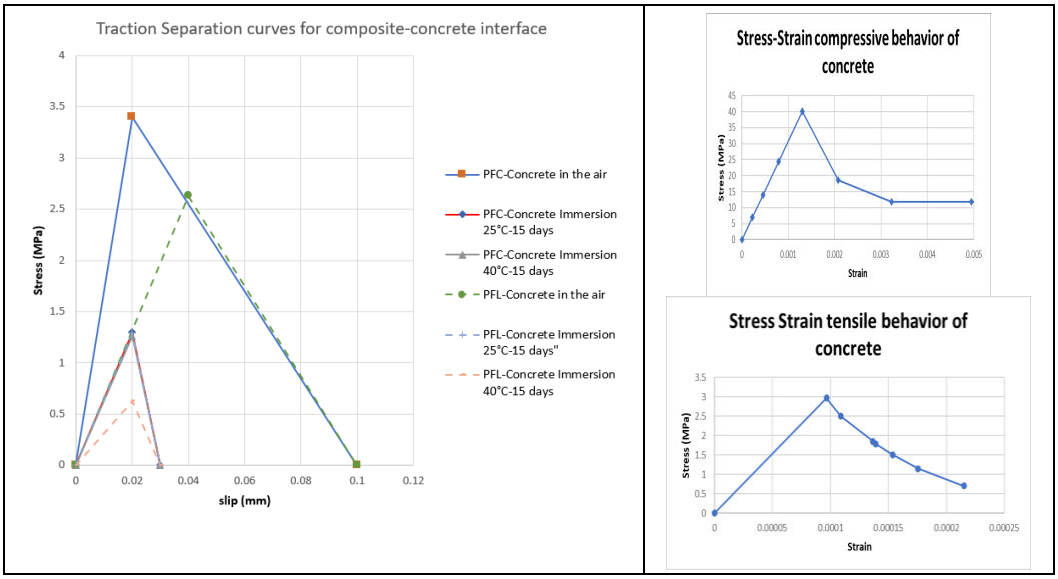
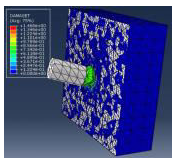
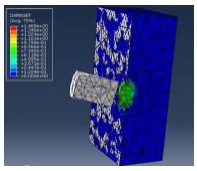
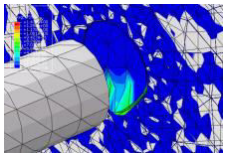
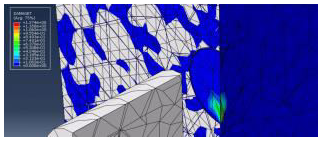
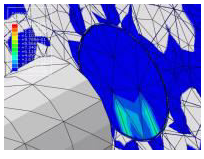
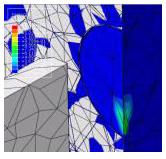


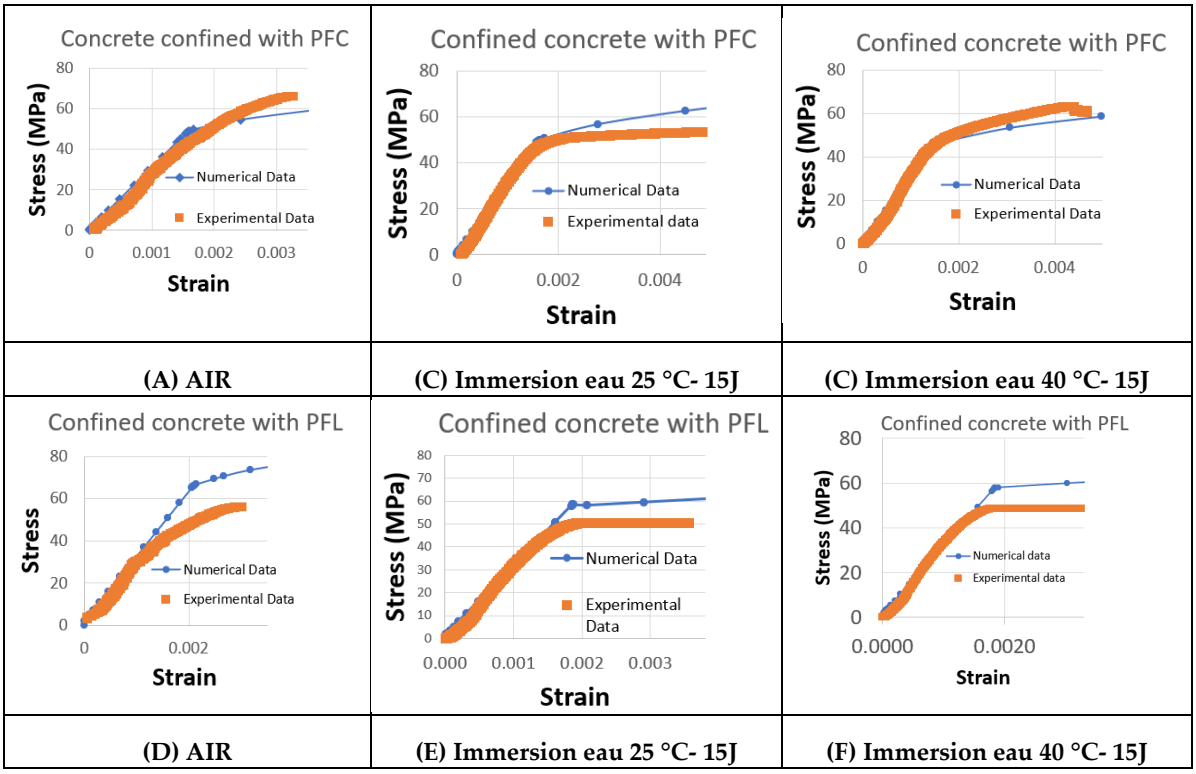
FIGURE 2. Simulation des essais d'arrachement sur dallettes de 30 cm par 30 cm par 10 cm. En fonction de l'interface, la rupture sous sollicitation de traction de l'interface béton composite a lieu après endommagement total (rupture adhésive) ou partiel du béton (rupture mixte). Remarque : l'acier de la pastille a été modélisé via un modèle élastique linéaire (module d'Young de 210 GPa)

 Endommagement total du béton (en vert)	 Endommagement total du béton (en vert)	 Rupture adhésive (experimental)	Béton confine au PFC dans l'air
 Endommagement partiel du béton (en vert)	 Endommagement partiel du béton (en vert)	 Rupture mixte (experimental)	Béton confiné au PFC Immersion eau 25 °C- 15 jours
 Endommagement partiel du béton (en vert)	 Endommagement partiel du béton (en vert)	 Rupture mixte (experimental)	Béton confiné au PFC Immersion eau 40 °C- 15 jours

Le béton et la pastille (essai d'arrachement) ont été maillés en utilisant des éléments de type tétraédraux tandis que le composite (modèle plaque) a été modélisé en utilisant des éléments TRI3. Les interfaces béton/composite ont été simulées via des modèles cohésifs (interfaces de type triangulaire) (Yin 2018) et (Biscaia, 2013). Ces modèles ont été calibrés (Figure 1) avec les résultats des essais d'arrachement (contraintes maximale d'arrachement sous la colonne du Tableau 2 fonction des conditions hygrothermiques).

B. Résultats de la simulation de l'essai d'arrachement (Figure 2) et de compression (Figure 3)

FIGURE 3. Résultats de la simulation de la compression d'éprouvettes (11 cm de diamètre et 22 cm de longueur) en béton confiné par composites PFC et PFL et comparaison avec résultats expérimentaux pour différentes conditions d'immersion (utilisation des modèles d'interface calibrés de la Figure 1)



IV. Remerciements Les auteurs tiennent à remercier l'ANR MICRO pour le support financier.

REFERENCES

Scida, D., Assarar, M., Poilâne, C. and Ayad, R., 2013. Effect of Humidity on mechanical properties of flax fibres reinforced composites. *Compos. Part. B*, *48*, pp.51-58.

Yin, Y. and Fan, Y., 2018. Influence of roughness on shear bonding performance of CFRP-concrete interface. *Materials*, *11*(10), p.1875.

Biscaia, H.C., Chastre, C. and Silva, M.A., 2013. Linear and nonlinear analysis of bond-slip models for interfaces between FRP composites and concrete. *Composites Part B: Engineering*, *45*(1), pp.1554-1568.

Étude des cinétiques de durcissement et de retrait de géopolymères

Hugo Thuilliez[1], Christophe Lanos[1], Annabelle Phelipot-Mardelé[1], Gérard Mauvoisin[1]

[1] *Université de Rennes, Laboratoire Génie Civil et Génie Mécanique, BP 90422, Rennes, France*

RESUME

Les géopolymères sont des matériaux minéraux amorphes fabriqués à partir d'alumino-silicates et d'une solution alcaline fortement basique. Un de leur avantage est de présenter un bilan carbone inférieur aux liants cimentaires classiques. Ils sont cependant sujets à un retrait de séchage important. Dans cette étude, des échantillons de géopolymères sont produits à partir de métakaolin, de fumée de silice et d'une solution de potasse. Un protocole incluant la numérisation par scan3D et la macroindentation instrumentée permet de suivre les cinétiques de retrait de séchage et de durcissement. Il apparaît que, couvrir l'échantillon pendant 5 jours à 23°C ou 24h à 40°C limite le retrait à ~1% mais entraîne une chute de dureté de 29% par rapport aux échantillons les plus durs qui sont aussi les plus fissurés. Une géopolymérisation optimale requiert donc une quantité d'eau minimale qui décroît avec l'avancement de la réaction. Des conditions de cure optimales sont identifiées. Ainsi, couvrir l'échantillon 3 jours à 23°C permet de limiter le retrait à 3% sans fissuration tout en atteignant des propriétés mécaniques satisfaisantes.

Mots-clefs géopolymère, retrait, macroindentation, scan3D

I. INTRODUCTION

Les géopolymères, polymères inorganiques, correspondent à un réseau tridimensionnel de molécules minérales (tétraèdres de silice réticulés par des ponts aluminates). La structure obtenue est amorphe. Les propriétés d'un géopolymère dépendent directement du ratio Si:Al. La réaction de géopolymérisation requiert de l'eau pour les premières étapes (dissolution), mais celle-ci est inutile dans le réseau tridimensionnel d'un géopolymère et abaisse même ses propriétés mécaniques (Zuhua et al., 2009). Une quantité minimale d'eau, supérieure à la quantité nécessaire à l'initiation des réactions chimiques, est en revanche nécessaire pour la mise en œuvre du matériau. La majeure partie de l'eau de formulation s'évapore immanquablement une fois exposé à l'atmosphère ambiante, créant ainsi un réseau mésoporeux (Pouhet et al., 2019). Une petite partie de l'eau de formulation reste cependant bloquée dans ce réseau mésoporeux (Kuenzel et al., 2012). Lors des phases de géopolymérisation et de séchage, les géopolymères subissent un retrait de séchage, lié à l'évaporation de l'eau qui conduit à la contraction du réseau mésoporeux (Ye and others, 2017). Ce retrait dépend fortement de la formulation et des conditions expérimentales. Selon l'intensité du retrait, qui peut dépasser 3%, des fissures pénalisantes mécaniquement peuvent apparaitre, sous l'effet probable de forts gradients de pressions capillaires entre les zones sèches et humides du réseau poreux (Si et al., 2020). Ce phénomène est généralement contré par l'ajout de

charges. Malgré cela, le retrait demeure l'un des problèmes majeurs retardant le déploiement industriel des géopolymères (Collins and Sanjayan, 2000; Thomas et al., 2000).
L'objectif de l'étude est d'apporter des données supplémentaires sur les liants géopolymères à base de métakaolin (MTK), de fumée de silice (FuSi) et d'hydroxyde de potassium. Plus particulièrement, il s'agit de coupler l'évolution des propriétés mécaniques obtenues via une méthode peu destructive de macroindentation, à l'évolution du retrait durant le séchage, mesurée à l'aide d'un scan 3D. Différentes variables expérimentales sont étudiées : temps de solubilisation KOH-FuSi, temps de repos avant couverture, temps d'étuve, temps de couverture. L'objectif est d'optimiser les propriétés mécaniques (dureté, module d'élasticité) tout en minimisant le retrait/fissuration. Les résultats doivent permettre de mieux évaluer l'homogénéité et l'isotropie de telles matrices et de comprendre les conditions qui peuvent conduire à sa fracturation.

II. METHODE

Les échantillons géopolymères sont fabriqués à partir de MTK, de FuSi, de KOH et d'eau distillée (Tableau 1). Il n'y a pas de calcium dans la formulation. Un dispersant $(NaPO_3)_6$ est utilisé pour améliorer l'homogénéité. Après 2 min d'agitation, la pâte est versée dans un moule cylindrique de 70 mm de diamètre et 40 mm de hauteur, recouvert d'un film en acétate de cellulose.

TABLEAU 1. Paramètres de formulation (rapports molaires)

Si:Al	K:Al	H_2O:K	W/B
1,8	1,15	5,30	0,44

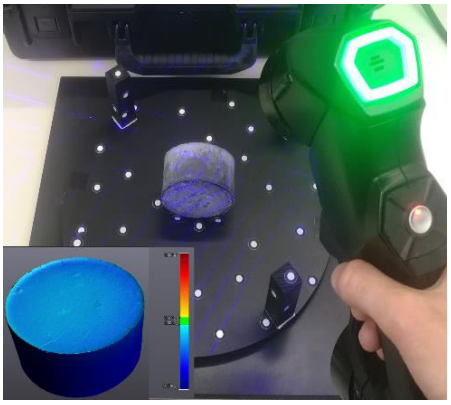


FIGURE 1. **Scan3D d'un échantillon**

Les échantillons subissent différents traitements choisis dans la littérature qui modifient la cinétique de la réaction :

1. Temps de solubilisation (S) de FuSi dans une solution de KOH (40 w%) : S = 6h, 24h, 60h,
2. Temps de repos (R) de l'échantillon laissé dans son moule à 23°C : R = 0h, 4h ou 24h,
3. Temps d'étuve (E) à 40°C de l'échantillon couvert : E = 0h, 6h ou 24h,
4. Temps de couverture (C) de l'échantillon par un film imperméable à 23°C : C = 0j, 1j, 3j ou 5j.

12 géopolymères sont fabriqués selon une combinaison des quatre paramètres précédents. L'échantillon est démoulé dès que celui-ci est suffisamment rigide (par exemple après 6h d'étuve ou 1 j de couverture). Le début du séchage est considéré démarrer au moment où la couverture est enlevée. Lors du séchage, les échantillons sont placés sur une grille surélevée de manière à maximiser la surface d'échange avec l'air dans des conditions de température et d'hygrométrie constantes (23°C, 50%HR). Le suivi massique des échantillons est effectué avec une précision de ± 0,001g. Le suivi volumique s'effectue grâce à un scanner 3D de résolution 0,1mm (Fig. 1 : HandySCAN3D Black Series Elite, Creaform). Le HandySCAN émet, puis reçoit les rayons réfléchis par la surface de l'échantillon et par les pastilles. La représentation colorimétrique mesure la

distance entre un point et ce même point au début du séchage. La suite logiciel associée (VXElements) conduit à une procédure complète d'acquisition, de fusion et de réparation des scans. Les propriétés mécaniques du géopolymère sont déduites des essais peu destructifs de macroindentation instrumentée. Un indenteur à bille en carbure de tungstène de rayon 1,25mm est utilisé (Bartier et al., 2010). Chaque mesure correspond à une moyenne de trois essais. Le modèle Oliver&Pharr (Oliver and Pharr, 1992) est utilisé pour évaluer l'aire de contact projetée. Une dureté d'indentation H et un module d'élasticité réduit Er sont déduits de la courbe d'indentation (Chicot and Mercier, 2008). Le module d'Young est estimé en considérant un coefficient de Poisson constant $\nu = 0{,}3$. Pour une mesure constituée de 3 essais d'indentation, l'écart-type sur la dureté est de 4MPa.

III. RESULTATS, DISCUSSION ET SYNTHESE

La Fig 2.-gauche illustre le suivi multiphysique au cours du séchage. La masse d'eau diminue au cours du séchage jusqu'à se stabiliser autour de 15% de la masse d'eau présente au début du séchage (t_1). Un retrait est observé pendant le séchage, se stabilisant plus vite que la masse. Les propriétés mécaniques finales pour l'ensemble des échantillons étudiés varient entre 50-260MPa pour la dureté d'indentation (H) et 1-7GPa pour le module d'Young (E_{young}).

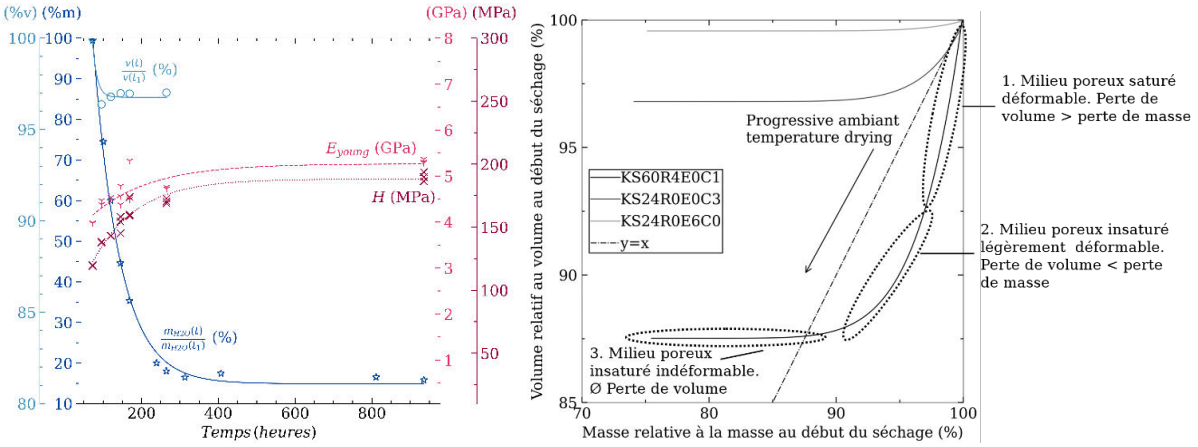


FIGURE 2. **Gauche: suivi multiphysique de KS24R0E0C3 (ni repos ni étuvage, 3j de couverture) ; Droite : Volume vs la masse pour trois échantillons affectés par des retraits faible, moyen ou fort**

L'essai d'indentation impacte les premiers millimètres sous la surface de l'échantillon, où toute l'eau susceptible de s'évaporer est évacuée rapidement. Lorsque la dureté continue d'augmenter avec le temps, l'amélioration des propriétés mécaniques n'est donc pas causée par la perte d'eau, mais bien uniquement par la consolidation du réseau tridimensionnel du géopolymère.

La Fig. 2-droite représente l'évolution du volume de l'échantillon en fonction de sa masse pour : KS24R0E6C0 présentant un faible retrait, KS24R0E0C3 présentant un retrait moyen et KS24R4E0C1 présentant un retrait fort. L'évolution se décompose en 3 zones :

1. Zone 1 : le retrait est proportionnel à la perte de masse, les pressions capillaires génèrent la contraction du réseau mésoporeux. Lorsque la perte de masse est inférieure au retrait, il y a alors compaction des particules ; aucune porosité supplémentaire ne se développe.
2. Zone 2 : le volume diminue moins vite que la masse, l'eau est en partie remplacée par de l'air et de la vapeur d'eau (milieu insaturé). Le milieu est moins déformable.
3. Zone 3 : le retrait est nul et la masse continue de diminuer, le squelette solide a pris sa forme finale et le liquide est remplacé par du gaz.

Certains échantillons évoluent dans les 3 zones (KS24R4E0C1) d'autres passent uniquement par les zones 2 et 3 (KS24R0E6C0bis et KS24R0E0C3). Le passage en zone 1 se traduit par un retrait final systématiquement plus élevé.

Finalement, on peut classer nos échantillons dans trois catégories comme indiqué sur la Fig. 3 :

1. Les échantillons atteignant la dureté la plus élevée ont retenu l'eau nécessaire (pendant 1 j), puis ont laissé s'échapper l'eau superflue pendant la géopolymérisation. L'avancement de la réaction au début du séchage n'est pas suffisant, le réseau tridimensionnel n'est pas achevé et demeure déformable, le fort retrait de séchage (jusqu'à 10% à 15%) engendre de la fissuration. Le séchage de ces échantillons est plus lent, l'eau étant retenue pour la géopolymérisation.
2. Les échantillons avec peu de silice réactive ($S = 6h$) ont un rapport Si:Al réel inférieur à 1,8. La dureté est médiocre, l'échantillon est fissuré du fait de sa faible cohésion (feuillets de MTK non-dissouts). La géopolymérisation est quasi achevée quand le séchage débute, le retrait reste faible.
3. Les échantillons dont la géopolymérisation est suffisamment avancée au début du séchage présentent un retrait limité, 2% sans fissuration. Leur dureté est satisfaisante du fait de l'importante quantité de silice réactive ($S \geq 24h$), mais inférieure aux duretés de la catégorie 1. L'eau conservée trop longtemps en excès diminue légèrement la qualité du réseau géopolymère.

Le meilleur compromis pour garantir un retrait limité, sans fissuration observée dans notre étude, et atteindre des propriétés mécaniques élevées pour les formulations testées correspond à couvrir l'échantillon 3 jours à 23°C avant de permettre le séchage. Augmenter la température pendant ce temps de maturation peut permettre d'en limiter la durée, au risque de perdre un peu en dureté.

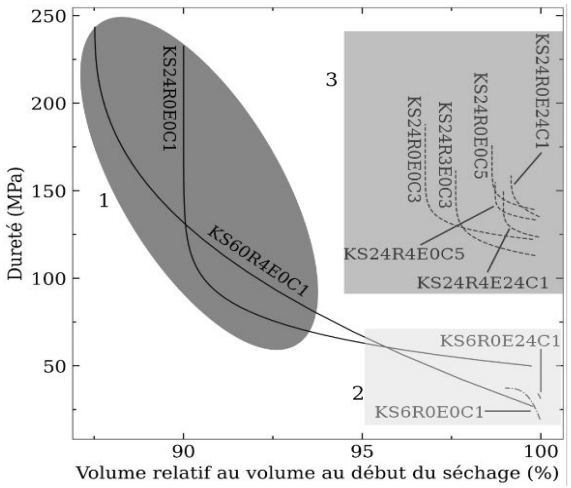


FIGURE 3. Évolution de la dureté en fonction du volume au cours du séchage

REFERENCES

Chicot, D., Mercier, D., 2008. Improvement in depth-sensing indentation to calculate the universal hardness on the entire loading curve. Mechanics of Materials 40. https://doi.org/10.1016/j.mechmat.2007.07.002

Collins, F., Sanjayan, J.J.C., 2000. Effect of Pore Size Distribution on Drying Shrinking of Alkali-Activated Slag Concrete. Cement and Concrete Research 30. https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00327-6

Kuenzel, C., Vandeperre, L.J., Donatello, S., Boccaccini, A.R., Cheeseman, C., 2012. Ambiant Temperature Drying Shrinkage and Cracking in Metakoalin-Based Geopolymers. The American Ceramic Society 95. https://doi.org/10.1111/j.1551-2916.2012.05380.x

Oliver, W.C., Pharr, G.M., 1992. An improved technique for determining hardness and elastic modulus using load and displacement sensing indentation experiments. Journal of materials research. https://doi.org/10.1557/JMR.1992.1564

Barthier, O., Hernot, X., Mauvoisin, G., 2010. Theoretical and experimental analysis of contact radius for spherical indentation. Mechanics of Materials 42, 640–656. https://doi.org/10.1016/j.mechmat.2010.03.003

Pouhet, R., Cyr, M., Bucher, R., 2019. Influence of the initial water content in flash calcined metakaolin-based geopolymer. Construction and Building Materials 201. doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.12.201

Si, R., Dai, Q., Guo, S., Wang, J., 2020. Mechanical property, nanopore structure and drying shrinkage of metakaolin-based geopolymer with waste glass powder. Journal of Cleaner Production 242. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.118502

Thomas, R.J., Lezama, D., Peethamparan, S., 2000. On drying shrinkage in alkali-activated concrete: Improving dimensional stability by aging or heat-curing. Cement and Concrete Research 30. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2016.10.003

Ye, H., Cartwright C., Rajabipour F., Radlinska A., 2017. Understanding the drying shrinkage performance of alkali-activated slad mortars. Cement Concr. Compos. 76. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2016.11.010

Zuhua, Z., Xiao, Y., Huajun, Z., Yue, C., 2009. Role of water in the synthesis of calcined kaolin-based geopolymer. Applied Clay Science. https://doi.org/10.1016/j.clay.2008.09.003

Hygro-thermal properties of raw earth building material

I. HAMROUNI[1,2], T. OUAHBI[1], S. TAIBI[1], M. JAMEI[2], H. ZENZRI[2], O. CRUMEYROLLE[1], H. JALILI[1].

[1]*University of Le Havre Normandie, ichrak.hamrouni@doct.univ-lehavre.fr , ouahbit@univ-lehavre.fr , said.taibi@univ-lehavre.fr, olivier.crumeyrolle@univ-lehavre.fr , habibjalili.7360@gmail.com*

[2]*National Engineering School of Tunis, mehjamei@yahoo.fr , Hatem.zenzri@enit.utm.tn*

Abstract: Raw earth is the oldest building technique used for over 11 centuries thanks to its various benefits. The most known earth construction's technics are compressed earth blocks, rammed earth, raw earth concrete and daub and it can be stabilized with bio-sourced or hydraulic binders, mixed by fibers or hyper-compacted in order to improve its mechanical behavior. Besides, as many researches have been shown, the raw earth material is able to contribute to moisture and heat control in buildings. The aim of this study is to evaluate the hygrothermal behavior of stabilized raw earth material which called "Cematerre", using experimental tests such as the water vapor permeability and thermal conductivity and numerical simulations of thermal and hygroscopic transfers.

Key words: Raw earth, thermal conductivity, hygroscopic, relative humidity, hygrothermal.

I. INTRODUCTION

Raw earth, by its mechanical and hygrothermal performances, is one of the most known building materials used for different construction's techniques (Hibouche, 2013). This material is able to ensure the hygro-thermal comfort in buildings, and this is due to its capacity to absorb the water vapour. This allows it to stock up water vapor until reaching a hygroscopic equilibrium between the material and the surrounding air. In addition, its thermal properties allow it to contribute significantly to the thermal comfort in the building. In this study, we will evaluate the hygrothermal behavior of raw earth materials called "Cématerre", a new concrete based on raw earth material. This earthen material is stabilized with flax fibers, 3% of lime and 8% of cement which ameliorate the mechanical behavior.

II. MATERIAL AND EXPERIMENTAL METHODS

A. Stabilized raw earth material

The studied material is an earthen concrete called "Cématerre", composed of 88% of natural silt taken during earthworks on the construction site, and stabilized with hydraulic binders. Its

formulation is given by the following table (TABLE 1). It is a basic formulation initially prepared by the company "Cématerre" in accordance with a precise specification for building materials designed for structural elements in buildings. The earth concrete samples were cast directly into cylindrical and parallelepipedal molds and were kept to be cured for 90 days under normal laboratory conditions (T=20°C±3°C and RH≈50%) before testing (Figures 1 and 2).

TABLE 1. Cématerre formulation in mass (kg) for each component, per (m³) of Cématerre concrete

Silt GO (kg/m³)	**Lime** (kg/m³)	**Cement** (kg/m³)	**Flax fibers** (kg/m³)	**Water** (kg/m³)
1405	45	130	7	200

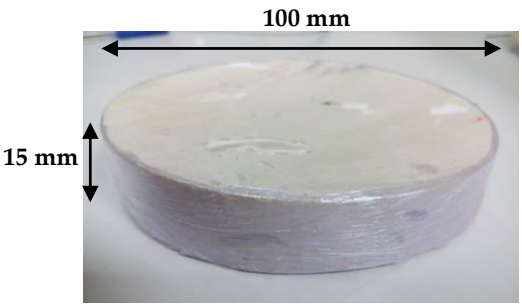
B. Experimental methods

1. Measurement of water vapor permeability

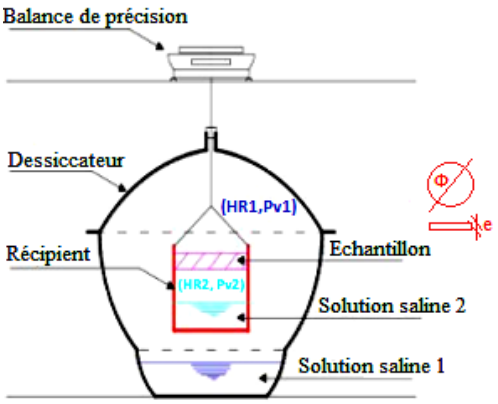
It is a gravimetric method called "cup method" (Hibouche, 2013; Galbraith et al. 1998; Bennai et al., 2016), This method consists in placing a cylindrical sample of "Cématerre" (Thickness e = 15 mm and diameter ϕ = 100 mm) under a constant and unidirectional vapor gradient in isothermal conditions. Knowing the flow of vapor through the material, determined by weighing, we can calculate the water vapor permeability δ_v [kg.$m^{-1}.s^{-1}.Pa^{-1}$] using Fick's law:

$$\delta_v = e \frac{j_v}{\Delta p_v}$$

e: sample 's thickness [m]; j_v : vapor flux density [kg.$m^{-2}.s^{-1}$]; p_v : vapor pressure [Pa].



(a)



(b)

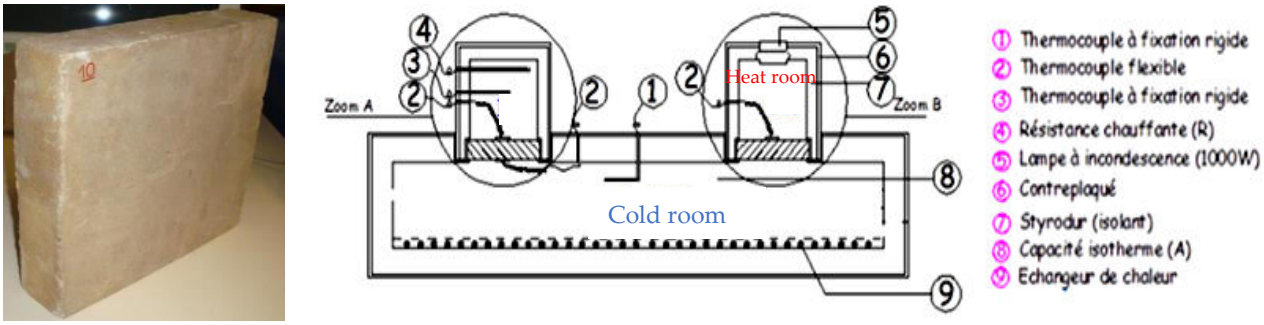
FIGURE 1: (a) Cylindrical sample of Cématerre, (b) Cup method for measuring water vapor permeability (Hibouche, 2013)

2. Measurement of thermal conductivity

Using the box method [Hibouche, 2013; Saidi et al., 2018), the variation of the thermal conductivity of Cématerre as a function of water content was measured. The samples are 270*270*60 mm³ in dimensions. This method consists in putting the sample of Cématerre between two different temperatures conditions (heat and cold room) in order to apply a heat gradient across this sample. Based on Fourier law, the thermal conductivity in steady state is given by the following equation:

$$\lambda = \frac{q\,e}{S\,\Delta T} = \frac{e}{S\,\Delta T}\left(\frac{V^2}{R} - C.\Delta T'\right)$$

q: heat flow through the sample [W]; e: sample's thickness [m]; S: useful surface of the sample [m²]; ΔT: temperature difference between the hot surface and the cold surface [K]; V: voltage applied to the heating resistor [V] (measured); R: value of the heating resistance (R = 264.5 Ω); ΔT': temperature difference between the outside and the inside of the hot part [K].



(a) (b)

FIGURE 2: (a) Sample of Cématerre with 270*270*60 mm³ in dimensions, (b) Box method for measuring thermal conductivity (Hibouche, 2013)

C. Results

1. Water vapor permeability

The FIGURE 3 shows the evolution of mass of vapor passing through the sample as function of time. We can notice that at the start of the transfer (between 0 and 1 day), the flow regime is unsteady because the internal water balances have not yet been reached. This results in a nonlinear relationship. Once equilibrium is reached, the vapor transfer regime becomes permanent and a linear relationship is established. The value of water vapor permeability is calculated in the permanent regime using Fick's law.

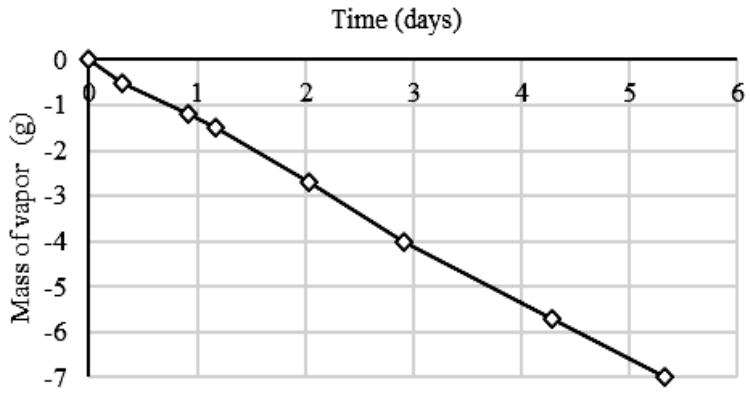


FIGURE 3: Mass of vapor passing through the sample evolution curve

The water vapor permeability of "Cématerre" is about $1{,}07.10^{-11}$ kg/m. s. Pa. Comparing this value to the vapor permeability of other building materials, Cématerre is 10 times more vapor permeable than cement concrete (Hibouche, 2013).

2. Thermal conductivity

The thermal conductivity of Cématerre was measured for different water content. The results are shows in the table (TABLE 2) below:

TABLE 2: Thermal conductivity of Cématerre as a function of water content

Sample's number	Water content [%]	Thermal conductivity [W/m. °C]
1	0 (dry)	0.558
2	2	0.605
3	3	0.712
4	4	0.707
5	5	0.763
6	9.5	0.751
7	19.2	0.968
8	25	1.24
9	28.2 (saturated)	1.32

Note that in the table above (TABLE 2), the thermal conductivity of the Cématerre increases with the water content. In comparison with cement concrete, the earthen concrete is three times more insulating (Zhang et al., 2015).

D. Conclusion

The results highlight the remarkable hygrothermal properties of stabilized raw earth material "Cématerre". This material is 10 times more breathable to water vapor and three times more insulating to heat than conventional cement concrete (Hibouche, 2013; Zhang et al., 2015). At present, a coupled hygro-thermal study which is in progress, will allow us to specify the effect of the humidity of the material on its performance, in order to simulate the climatic conditions around the earthen structure.

REFERENCES

1. Hibouche, A. (2013). Sols traités aux liants Performances hydro-mécaniques et hygro-thermiques Applications en BTP [*Soils treated with binders Hydro-mechanical and hygro-thermal performance Construction applications*] (PhD thesis). University Le Havre Normandie.
2. Galbraith, G. H., Mclean, R. C. Gillespie, I., Guo, J., & Kelly, D. (1998). Nonisothermal moisture diffusion in porous building materials. *Building Research & Information*, 26 (6), 330-339. DOI: 10.1080/096132198369661.
3. Bennai, F., Abahri, K., Belarbi, R., & Tahakourt, A. (2016). Periodic homogenization for heat, air, and moisture transfer of porous building materials. *Numerical Heat Transfer, Part B: Fundamentals*. DOI:10.1080/10407790.2016.1230393.
4. Saidi, M., Soukaina Cherif, A., Zeghmati, B., & Sediki, Z. (2018). Stabilization effects on the thermal conductivity and sorption behavior of earth bricks. *Construction and Building Materials*, (167), 566-577. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2018.02.063
5. Zhang, W., Min, H., Gu, X., Xi, Y., & Xing, Y. (2015). Mesoscale model for thermal conductivity of concrete. *Construction and Building Materials*, (98), 8-16. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2015.08.106

Etude probabiliste et de robustesse d'une structure en bois du patrimoine historique

Komlan Renaud TEVI[1], Sidi Mohammed ELACHACHI[1], Alain COINTE[1], Emmanuel MAURIN[2]

[1] *Université de Bordeaux, UMR 5295, Institut de Mécanique et d'Ingénierie (I2M), CNRS, 351 cours de la libération, 33405 Talence Cedex, France.*

[2] *Laboratoire de Recherche des Monuments Historiques, 29 rue de Paris, 77420 Champs-sur-Marne.*

komlan-renaud.tevi@u-bordeaux.fr

RESUME La sécurité d'une structure existante en bois dépend aussi de sa capacité à redistribuer les efforts subis en cas de dégradations/dommages localisés. Cette capacité est désignée par le terme de robustesse. Plusieurs indicateurs existent dans la littérature pour définir la robustesse d'un système structurel. L'objectif de ce travail est d'évaluer la robustesse d'une structure en bois du patrimoine historique à travers une étude probabiliste et fiabiliste en tenant compte des spécificités des structures en bois. Des campagnes expérimentales menées *in situ* et en laboratoire ont permis d'adopter des distributions probabilistes pour les variables et paramètres implémentés dans un modèle éléments finis simplifié représentatif de la structure. Les résultats ont permis d'identifier les assemblages les plus importants sur le plan de la robustesse de la structure.

Mots-clefs variabilité, fiabilité, robustesse, monument historique en bois

I. INTRODUCTION

La robustesse d'une structure est une propriété systémique représentant sa capacité à éviter une rupture globale brutale après les ruptures locales de certains éléments structuraux comme les poutres, poteaux, assemblages, etc. (Kirkegaard et al., 2011). La conception des structures avec prise en compte de la robustesse a pris de l'ampleur après l'effondrement d'ouvrages importants (tour Ronan Point à Londres en 1968 (Pearson and Delatte, 2005), toit de la patinoire de Bad Reichenhall en 2006).

Dans ce contexte, plusieurs études (Sørensen, 2011 ; Voulpiotis et al., 2021) ont proposé un cadre théorique pour analyser l'intérêt de la prise en compte de la robustesse dans la conception de structures nouvelles en bois élancées. Cependant, relativement peu de travaux existent sur l'évaluation de la robustesse des structures existantes en bois ou encore des structures anciennes en bois (Čizmar et al., 2011).

L'objectif de cet article est d'évaluer la robustesse d'un point de vue probabiliste et fiabiliste d'une structure ancienne en bois classée monument historique au travers d'approches numériques. La variabilité des propriétés matérielles (module d'élasticité, masse volumique) et structurelles (raideurs et résistances d'assemblages) est prise en compte par l'introduction de variables aléatoires selon des distributions statistiques bien définies dans un modèle éléments finis de la structure réalisé avec le logiciel Opensees sous environnement Python (Zhu et al., 2018).

II. MODELE ELEMENTS FINIS - ETUDE PROBABILISTE

A. Modèle éléments finis

La structure objet de notre étude est une structure en bois (la halle de Villeréal) classée monument historique en 2002. Le modèle numérique utilisé dans cette étude est un modèle 2D simplifié représentatif du portique principal de la structure. Ce modèle est constitué de 43 éléments de type poutres de Timoshenko à 2 nœuds pour modéliser les poutres, poteaux et diagonales ; de 66 nœuds et de 37 éléments de connecteurs de taille nulle pour modéliser les assemblages au sein de la structure. Le comportement de la structure étant piloté par celui des assemblages, le comportement des éléments bois est supposé élastique isotrope et celui des assemblages élastoplastique parfait (ductilité des assemblages à tenon-mortaise qui représentent 80% des assemblages de la structure) d'après la théorie de Johansen (Johansen, 1949). Les appuis sont considérés articulés. Le chargement est constitué d'une combinaison de valeurs moyennes de poids propres des éléments structuraux, des surcharges d'exploitation, des poids des couvertures et des charges climatiques (neige et vent).

B. Analyse probabiliste et fiabiliste

La distribution des contraintes et déformations dans une structure en bois dépend non seulement des charges appliquées et de la géométrie de la structure mais également des propriétés matérielles, des rigidités d'assemblages assez variables. Des essais de contrôle non destructif (Resistograph® et propagation de son) sont effectués sur site afin d'obtenir des distributions probabilistes de la masse volumique et du module d'élasticité longitudinal du bois. Des essais destructifs sur des assemblages traditionnels en bois ont permis de déterminer les propriétés d'assemblages (raideurs et résistances). L'analyse probabiliste (simulations de Monte Carlo (SMC)) considère les propriétés des éléments et celles des assemblages comme des variables aléatoires décorrélées. Pour chaque simulation, les propriétés générées sont identiques pour l'ensemble des éléments structuraux (éléments et assemblages). Les coefficients de variation (COV) obtenus expérimentalement ainsi que les types de distributions des variables aléatoires sont résumés dans le Tableau 1.

TABLEAU 1. Variables aléatoires et distributions

Groupes	*Noms*	*Unité*	*Distribution*	*COV*
Bois	Masse volumique ρ	kg/m3	Normale	0.05
	Module longitudinal E	GPa	Lognormale	0.13
Assemblages	Raideur axiale K_x	N/m	Normale tronquée	0.25
	Raideur transverse K_y	N/m	Normale tronquée	0.25
	Raideur rotationnelle K_θ	N.m/rad	Normale tronquée	0.25
	Force ultime F_u	N	Normale tronquée	0.15
	Moment ultime M_u	N.m	Normale tronquée	0.15

Le nombre de SMC est de l'ordre de 10^4 en combinant Opensees et la librairie UQpy (Olivier et al., 2020). L'analyse de la robustesse est effectuée en considérant 2 situations :

- Situation 1 : la structure est considérée intacte où il n'y a pas de dégradation/perte d'éléments initiaux,

- Situation 2 : des réductions (de rigidité, de résistance) initiales ou une suppression totale sont appliquées à chaque assemblage au début de l'analyse.

Ces 2 situations permettent de déduire un indice de robustesse donné par l'équation (1) :

$$I_{rob} = \beta_{dmg}/\beta_{intact} \quad (1)$$

où β_{intact} et β_{dmg} sont respectivement les indices de fiabilité de la structure intacte et de la structure dégradée associées à une probabilité de rupture P_f. L'indice I_{rob} est compris dans $[0,1]$ sachant qu'une valeur élevée correspond à un niveau élevé de robustesse de la structure. La situation 2 étant appliquée séquentiellement à l'ensemble des assemblages les plus sollicités, l'indice de robustesse de la structure est le minimum des indices obtenus par assemblage selon l'équation (2) :

$$I_{rob,structure} = \min_{\Sigma}(I_{rob,i}) \quad (2)$$

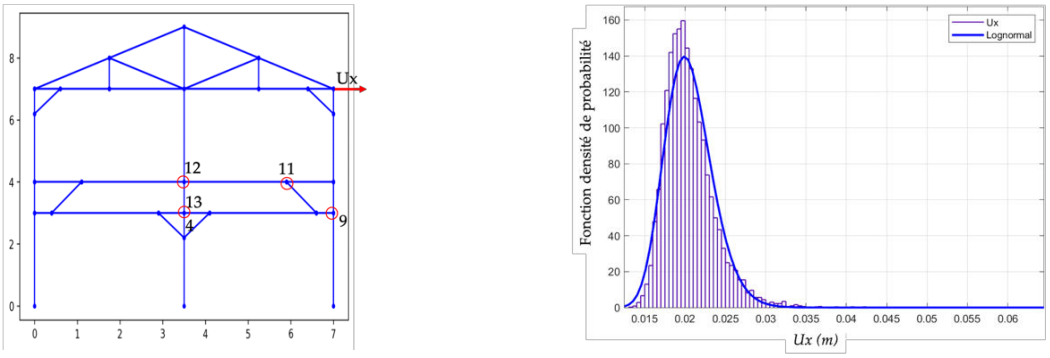
Avec Σ l'ensemble des assemblages les plus sollicités et $I_{rob,i}$ l'indice de robustesse décrit par l'équation (1) pour chacun des assemblages les plus sollicités.

III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

L'indice de fiabilité $\beta = -\Phi^{-1}(P_f)$ où Φ^{-1} désigne l'inverse de la fonction de répartition de la loi normale standard est fonction de l'état limite considéré défini par l'équation (3) :

$$g(x) = 0{,}05 - Ux \quad (3)$$

Où Ux désigne le déplacement horizontal de l'étage supérieur de la structure (voire FIG. 1 (a)). Dans la mesure où il n'y a aucune indication dans l'Eurocode 5 sur les limites de déplacement horizontal, nous avons retenu comme valeur seuil h/150 (≈5cm), h étant la hauteur de la structure. La FIG. 1 (b) présente une distribution lognormale des déplacements horizontaux Ux obtenus pour la situation intacte.



(a) (b)

FIGURE 1. (a) Modèle éléments finis de la structure et (b) distribution probabiliste du déplacement Ux pour la structure intacte

L'indice de robustesse (I_{rob}) est évalué pour chacun des assemblages de Σ (n°4, 9, 11, 12 et 13). Les résultats de la FIG. 2 montrent l'importance des assemblages 13, 12 et 9 au niveau de la robustesse de la structure. En effet, leurs indices de robustesse relatifs sont plus faibles (respectivement 17%, 19% et 22%) que ceux des autres assemblages. Il faut noter que cet indice ne peut être apprécié que d'un point de vue relatif dans la mesure où les normes ou la littérature actuelle ne définissent pas un niveau requis de robustesse d'une structure pour garantir sa sécurité. Ainsi, dans le cas des I_{rob} faibles, il peut être envisagé des solutions de renforcement de ces assemblages clés pour les rendre

plus ductiles ou envisager des chemins de chargement alternatifs dans la structure afin d'augmenter sa robustesse.

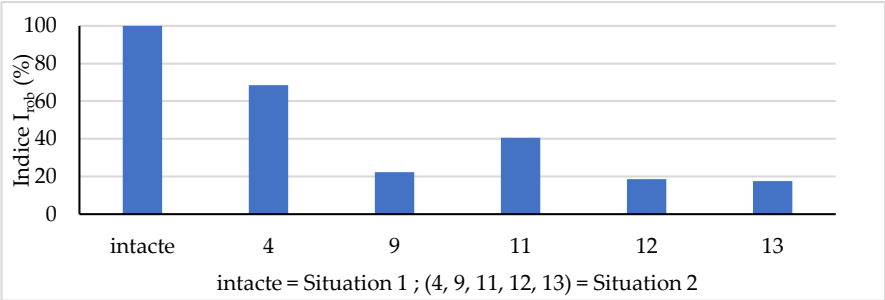


FIGURE 2. Indice de robustesse correspondant aux différentes situations analysées

IV. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Une étude probabiliste et fiabiliste du comportement mécanique d'une structure bois a été effectuée dans le but de quantifier son état de robustesse en lien avec sa fiabilité. Les résultats obtenus ont permis d'identifier les assemblages qui ont, du point de vue de la robustesse structurelle, la plus grande influence et qui doivent par conséquent être pris en compte de façon particulière dans le calcul de la charpente réelle de Villeréal. Ces premiers résultats ne tiennent compte que d'un seul état limite. D'autres états limites seront également étudiés par la suite dans le but de définir une robustesse globale de la structure multi-états.

REFERENCES

Čizmar, D., Kirkegaard, P.H., Sørensen, J.D., Rajčić, V., 2011. Reliability-based robustness analysis for a Croatian sports hall. *Engineering Structures* 33, 3118–3124. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.05.006

Johansen, K.W., 1949. Theory of Timber Connections. International Association of Bridge and Structural Engineering Journal, 9, 249-262.

Kirkegaard, P.H., Sørensen, J.D., Čizmar, D., Rajčić, V., 2011. System reliability of timber structures with ductile behaviour. *Engineering Structures* 33, 3093–3098. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.03.011

Olivier, A., Giovanis, D.G., Aakash, B.S., Chauhan, M., Vandanapu, L., Shields, M.D., 2020. UQpy: A general purpose Python package and development environment for uncertainty quantification. *Journal of Computational Science 47, 101204*. https://doi.org/10.1016/j.jocs.2020.101204

Pearson, C., Delatte, N., 2005. Ronan Point Apartment Tower Collapse and its Effect on Building Codes. *Journal of Performance of Constructed Facilities* 19, 172–177. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0887-3828(2005)19:2(172)

Sørensen, J.D., 2011. Framework for robustness assessment of timber structures. Engineering Structures 33, 3087–3092. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.02.025

Voulpiotis, K., Köhler, J., Jockwer, R., Frangi, A., 2021. A holistic framework for designing for structural robustness in tall timber buildings. *Engineering Structures* 227, 111432. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111432

Zhu, M., McKenna, F., Scott, M.H., 2018. OpenSeesPy: Python library for the OpenSees finite element framework. SoftwareX 7, 6–11.

Valorisation de déchets de polyuréthane dans des mortiers

Danah Shehadeh[1,2], Thouraya Salem[1,3], Othmane Bouchenafa[2], Céline Florence[2]

[1] *ESITC-Paris, 79 avenue Aristide Briand, 94110 Arcueil, France*

[2] *Université Paris-Est, Institut de Recherche en Constructibilité, ESTP, 28 avenue du Président 15 Wilson, 94234 Cachan, France*

[3]*Univ Gustave Eiffel, Cerema, UMR MCD, F- 77454 Marne-la-Vallée, France*

RESUME La valorisation des déchets recyclables dans les matériaux cimentaires favorise l'écoconstruction. Elle permet d'éviter l'épuisement des ressources naturelles tout en donnant une nouvelle vie aux déchets recyclables qui se trouvent en grande quantité tel que le polyuréthane (PU). Ce travail étudie la faisabilité d'incorporation du PU sous forme de granulé (PUG) dans un mortier cimentaire. Les propriétés du mortier de PUG à l'état frais (teneur en air occlus, masse volumique, affaissement) et à l'état durci (résistance à la flexion et à la compression) sont comparées à un mortier normalisé. Les résultats obtenus montrent la nécessité d'utilisation de 1,5% en masse du ciment de superplastifiant pour une meilleure ouvrabilité du mortier incorporant 5% en masse de PUG. Pour ce taux d'incorporation, une diminution de 6% de la masse volumique à l'état frais, de 42% de la résistance à la compression et de 30% de la résistance à la flexion a été obtenue en raison notamment de la légèreté et de la fragilité du PUG comparé au sable.

Mots-clefs Polyuréthane, déchets recyclables, ouvrabilité, mortier, résistance mécanique

I. INTRODUCTION

Le béton est le composite cimentaire le plus couramment utilisé dans le domaine de la construction. L'activité de construction généralement, et en Europe particulièrement, a vécu un rythme de croissance remarquable pendant ces dernières années. Cette augmentation d'activité se traduit par un accroissement proportionnel des besoins en matières premières (ciment, granulats, acier…). De plus, le processus de fabrication et de transport de ces matériaux nécessite une énergie importante (Wei & Cen, 2019). En France, les carrières sont de plus en plus classifiées comme des sites protégés, ce qui rend difficile la production de la quantité de granulats demandée et l'importation est de plus en plus insuffisante (Laneyrie et al., 2016). A côté de cela, une grande quantité de déchets industriels, sans recyclage, est soit incinérée, soit mise en décharge. Face à ces constats, plusieurs études sont menées afin de développer de nouveaux types de bétons à plus faible impact environnemental, notamment une émission de CO_2 moins élevée, ainsi que l'utilisation de matériaux alternatifs en substitution partielle ou complète soit de granulats, soit du ciment.

Le polyuréthane (PU) est l'un des plus grands groupes de produits polymères de la famille des plastiques (Mounanga et al., 2008). A l'échelle mondiale, ce dernier se classe au 6ème rang pour la production des polymères (Deng et al., 2021). La demande de polymères et de matières plastiques en Europe a atteint 57,9 Mt en 2019, avec 16 % de la production mondiale. Le PU représente environ 8 % de cette énorme quantité et se retrouve sous forme de mousse souple, semi-souple ou rigide (Cuenca-Romero et al., 2022). Le PU sous forme de mousse a fait l'objet de plusieurs études dans la bibliographie en étant incorporé à plusieurs pourcentages dans différentes matrices (gypse, ciment) (Gómez-Rojo et al., 2019). Dans cette étude, le PU se présente sous forme de granulés (PUG) obtenus par un processus industriel de traitement de déchets de Gros Electroménager Froid et est incorporé dans une matrice cimentaire. L'objectif est d'étudier la faisabilité de cette incorporation et son incidence sur les caractéristiques de masse volumique et de résistance mécanique des matériaux cimentaires ainsi obtenus.

II. MATÉRIAUX UTILISÉS

Dans cette étude un mortier standard constitué de sable, de ciment et d'eau avec un rapport E/C = 0,5 a été utilisé comme référence. Plusieurs formulations ont été étudiées en incorporant différents pourcentages massiques de PUG en substitution du sable. Des essais d'ouvrabilité et de résistance mécanique (compression et flexion) ont permis de choisir une formulation optimale présentée dans cette communication. Les matériaux utilisés sont les suivants.



FIGURE 1. Polyuréthane sous forme de granulés (PUG)

Le ciment est un CEMI 52.5N CE CP2 NF, de l'entreprise EQIOM a CRH Company ; en ce qui concerne le sable nous avons utilisé un sable roulé, de granulométrie 0-2 mm certifié selon la norme CEN, EN196-1 ; le PUG est sous forme de granulés de diamètre 6 mm et de longueur de 10 mm en moyenne (Fig. 1). Une analyse granulométrique par tamisage mécanique à sec a montré que 60% des granulés ont une longueur supérieure à 5 mm (refus de 5 mm). Le refus à 5 mm présentant moins de fragilité par rapport aux autres fractions a été choisi afin de ne pas dégrader les résistances mécaniques des mortiers incorporant ces granulés en substitution du sable. La masse volumique apparente, la teneur en eau et le coefficient d'absorption d'eau du PUG sont respectivement de 936 kg/m^3, 1,92% et 82%. Afin de maintenir une ouvrabilité similaire à la référence, 1,5% en masse du ciment de superplastifiant (CHRYSO Fluid Optima 175) a été ajouté au mélange.

III. RÉSULTATS ET DISCUSSION

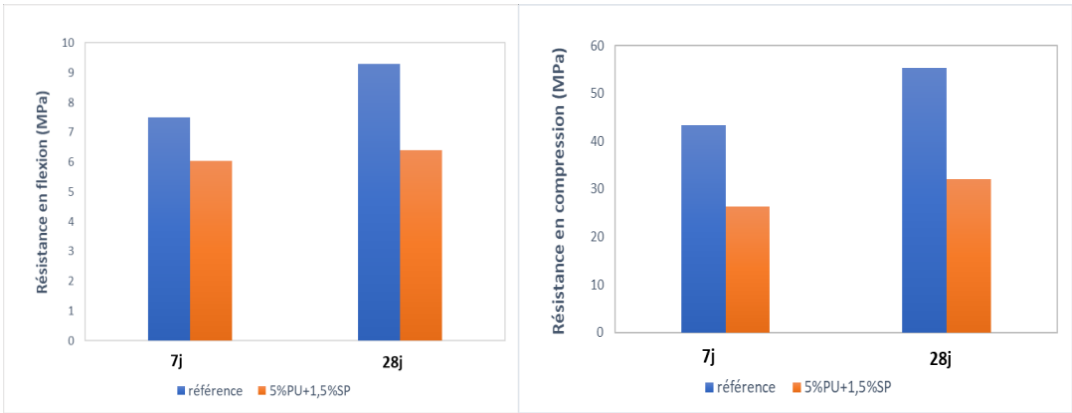
A. Ouvrabilité, masse volumique et teneur en air frais

L'ouvrabilité du mortier a été évaluée au cône d'Abram's, conformément à la norme NF EN12350-2. Les résultats montrent que l'ajout du PUG dans la matrice diminue l'ouvrabilité du mortier. L'ajout de 1,5 % de superplastifiant a permis d'obtenir un affaissement de 6 cm très proche de la référence.

La masse volumique et l'air occlus (NF EN 12350-7) à l'état frais ont été évalués. Une diminution de la masse volumique de 6% après incorporation de 5% en masse de PUG a été obtenue en comparaison au mortier de référence. Cette diminution est liée à la masse volumique faible des granulés par rapport au sable mais aussi aux différentes porosités qui pourraient exister (porosité du PUG, interface PUG/matrice cimentaire…). Une légère augmentation de la teneur en air a été aussi notée (de 5,5 % à 6,2 %).

B. Résistance à la compression et à la flexion

Les résultats de la résistance à la flexion (Figure 2a) montrent une résistance de 6 MPa à 28 jours ce qui représente une diminution de 35 % environ par rapport à la référence (9,3 MPa).



(a) *(b)*

FIGURE 2. Résistance à la flexion (a) et à la compression (b) des mortiers fabriqués

La résistance à la compression (Figure 2b) est de 32 MPa à 28j. On observe une diminution d'environ 42 % par rapport à la référence (55 MPa).

(Gadea et al., 2010) expliquent qu'une augmentation de 1% en air occlus, entraîne une diminution entre 3% et 5% des propriétés mécaniques. Dans cette étude une augmentation d'air occlus de 1,2% par rapport à la référence a été mesurée et n'explique donc pas la diminution des résistances observée. La baisse de la résistance mécanique pourrait être liée à la fragilité des PUG par rapport au sable et l'adhésion entre ces granulés et la matrice cimentaire. Des observations au Microscope Electronique à Balayage et des essais de porosité à l'eau et de porosimétrie au mercure permettraient de mieux expliquer les résultats obtenus.

Par ailleurs, la comparaison avec les résultats de la littérature ne peut pas être directe car la forme de PU étudiée ici est différente de celle relevée dans les travaux où le PU se présente généralement sous forme de mousse et possède donc des caractéristiques physiques différentes.

III. CONCLUSION

Cette étude permet de conclure à la possibilité de valoriser les déchets industriels de PU pour la fabrication des mortiers écologiques. L'ajout de superplastifiant avec 5% de substitution était indispensable pour une meilleure ouvrabilité. L'aspect poreux des particules aboutit à une augmentation de l'air piégé, ainsi qu'une diminution de la masse volumique par rapport à la

référence. Finalement, les résistances mécaniques mesurées, flexion et compression, montrent une diminution de 30% et 42% respectivement par rapport à la référence. Afin de compléter l'étude et mieux comprendre les phénomènes engendrés par l'incorporation, des études complémentaires à celle-ci doivent être considérées, notamment en ce qui concerne la fragilité des granules et l'adhésion entre celles-ci et la matrice cimentaire.

REFERENCES

Cuenca-Romero L. A., Arroyo R., Alonso A., Gutiérrez-Gonzalez S., Calderon V. (2022). Characterization properties and fire behaviour of cement blocks with recycled polyurethane roof wastes, Journal of Building Engineering (50)104075, https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104075

Deng, Y., Dewil, R., Appels, L., Ansart, R., Baeyens, J., & Kang, Q. (2021). Reviewing the thermo-chemical recycling of waste polyurethane foam. Journal of Environmental Management, 278. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2020.111527

Gadea, J., Rodríguez, A., Campos, P. L., Garabito, J., & Calderón, V. (2010). Lightweight mortar made with recycled polyurethane foam. Cement and Concrete Composites, 32(9), 672–677. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2010.07.017

Gómez-Rojo R., Alameda L., Rodríguez A., Calderón V., Gutiérrez-González S. (2019). Characterization of Polyurethane Foam Waste for Reuse in Eco-Efficient Building Materials, Polymers, 11, 359, https://www.mdpi.com/journal/polymers

Laneyrie, C., Beaucour, A. L., Green, M. F., Hebert, R. L., Ledesert, B., & Noumowe, A. (2016). Influence of recycled coarse aggregates on normal and high performance concrete subjected to elevated temperatures. Construction and Building Materials, 111, 368–378. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.056

Mounanga, P., Gbongbon, W., Poullain, P., & Turcry, P. (2008). Proportioning and characterization of lightweight concrete mixtures made with rigid polyurethane foam wastes. Cement and Concrete Composites, 30(9), 806–814. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2008.06.007

Václavík, V., Dvorský, T., Dirner, V., Daxner, J., & Šťastný, M. (2012). Polyurethane foam as aggregate for thermal insulating mortars and lightweight concrete, Tehnički vjesnik 19, 3(2012), 665-672, https://hrcak.srce.hr/file/129105

Wei, J., & Cen, K. (2019). Empirical assessing cement CO 2 emissions based on China's economic and social development during 2001–2030. Science of the Total Environment, 653, 200–211. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2018.10.371

Fluage du béton et du béton précontraint à 20°C et 40°C

Hugo Cagnon[1], Thierry Vidal[1], Nam Nguyen[1], Jean-Michel Torrenti[2], Alain Sellier[1]

[1]*Université de Toulouse ; UPS, INSA ; LMDC (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions) ; 135, avenue de Rangueil ; F-31 077 Toulouse Cedex 04, France*

[2]*Université Gustave Eiffel, 5 Bd Descartes, 77420 Champs-sur-Marne, France*

RESUME Cette étude a été réalisée dans le cadre du projet ANR PIA MACENA portant sur le comportement mécanique d'une enceinte de confinement des centrales nucléaires françaises en cas d'accident. Le chauffage d'un béton sous charge peut induire une déformation thermique transitoire qui se caractérise par de fortes cinétiques et amplitudes. En cas d'accident, les augmentations de pression interne et de température entraineraient des redistributions de contraintes et des diminutions des forces de précontrainte non négligeables dont les répercussions en termes de pertes potentielles d'étanchéité de l'enceinte de confinement doivent être évaluées.

L'objectif de cette étude est de fournir des données expérimentales de retrait et fluage entre 20°C et 40°C, début de la montée en température en cas d'accident qui peut atteindre 110°C à 140°C. Les résultats doivent permettre de mieux comprendre les mécanismes de la déformation thermique transitoire afin d'améliorer les modèles de fluage.
Mots-clefs fluage, déformation thermique transitoire, béton précontraint.

I. INTRODUCTION

Garantir l'étanchéité de l'enceinte de confinement des centrales nucléaires est un défi mondial. Le projet national français ANR PIA MACENA avait pour objectif d'étudier le comportement de l'enceinte de confinement en béton précontraint en conditions d'accident. Ces conditions se caractérisent par une augmentation de pression et de température. Des études sur le fluage ont montré un accroissement des cinétiques et des amplitudes de déformations avec la température, qui peut être amplifié par des effets couplés du séchage ou de l'endommagement (Ladaoui et al., 2013). Une déformation supplémentaire appelée déformation thermique transitoire se développe lorsqu'un béton est chargé puis chauffé par rapport à un béton chauffé puis chargé. Sa cinétique et son amplitude dépendent du taux de saturation, de la vitesse de chauffage et des conditions hygrométriques (Cagnon et al., 2019). Les mécanismes à son origine se produiraient dans les feuillets de C-S-H. Cette déformation serait due à une diminution momentanée de la viscosité du béton lié aux glissements des interfeuillets facilités par la fragilisation de leurs liaisons par microdiffusion d'eau entre nanopores et pores capillaires, sous l'effet couplé d'une dilatation de l'eau et d'une contrainte mécanique (Manzoni et al., 2020). Elle serait potentiellement amplifiée par l'endommagement dû aux dilatations différentielles entre la pâte de ciment et les granulats (Torrenti, 2018). Dans le cas du béton précontraint, l'élévation de la température entraînerait dès

lors un accroissement des pertes de précontrainte dues à l'amplification des déformations de retrait et fluage du béton, et de la relaxation des aciers de précontrainte (Chhun et al., 2018). Dans cet article, sont présentés les essais de fluage en compression sur cylindres en béton et en flexion sur poutres précontraintes en condition endogène à 20°C et 40°C, début de la montée en température en cas d'accident qui peut atteindre 110°C à 140°C.

II. Matériaux et méthodes

A. Matériaux

La formulation du béton de l'étude est représentative de ceux des structures du projet, avec un E/C de 0,52, un ciment CEM I 52,5 NCE et des granulats silico-calcaire roulés. À 28 jours, la résistance à la compression f_{cm} est de 46,1 MPa ± 1,2MPa, le module de Young E_{cm} de 35,1GPa ± 0,2GPa et la résistance à la traction f_{ctm} de 3,9 MPa ± 0,2MPa. Après le coulage, les éprouvettes ont été conservées dans leurs moules à 95%HR (±5%), et 20°C (±1°C) Après un jour, elles ont été démoulées et scellées pour éviter les échanges hydriques avec le milieu extérieur. A 64 jours, le câble de précontrainte de chaque poutre a été mis en tension. A la date t_0, le chargement, en compression pour les cylindres et en flexion pour les poutres a été appliqué par la suite. Certains échantillons ont été maintenus en condition endogène à 20°C, tandis que d'autres ont été chauffés à 40°C un jour après le chargement dans le but d'observer la déformation thermique transitoire.

B. Fluage en compression uniaxiale à 20°C et 40°C en endogène sur cylindres

Les essais de fluage en compression uniaxiale ont été réalisés sur 3 cylindres de 11,8 cm de diamètre et de 22,4 cm de hauteur. Après durcissement, 6 différentes conditions thermomécaniques ont été testées : échantillons non chargés à 20°C et à 40°C pour suivre les déformations libres, chargés à 30% de la résistance à la compression mesurée à la date de l'essai, et chargés à 60%, à 20°C et 40°C pour les deux niveaux de chargement.

C. Fluage en flexion 4 points à 20°C et 40°C en endogène sur poutres précontraintes

Les poutres sont précontraintes avec un câble centré de classe 1860MPa. La contrainte de compression initiale induite dans les poutres vaut 12 MPa. Durant la 1ère phase, où seule la précontrainte s'exerce, un fluage en compression se développe qui, ajouté au retrait et à la relaxation du câble, réduit la précontrainte initiale. Pendant l'essai de fluage en flexion 4 points (2e phase), la force est appliquée de sorte à générer une contrainte de compression théorique correspondant à 60%f_{cm} sur la fibre supérieure et une contrainte nulle sur la fibre inférieure.

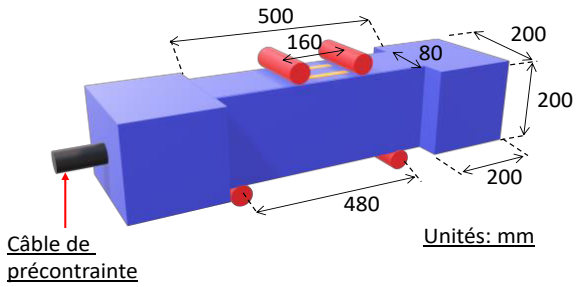


FIGURE 1. Poutres précontraintes et schéma de chargement sur les 4 appuis en rouge

III. Résultats expérimentaux

A. Déformations endogènes libres et sous charge sur cylindres à 20°C et 40°C

Les déformations libres mesurées à 20°C sur cylindres et sur poutres avant chargement mécanique n'excédant pas 50 µm/m après 250 jours ne sont pas présentées. Dans la figure 1, les déformations libres endogènes à 20°C et 40°C sont présentées (gauche) et comparées (sur la même période) à celles totales sous charge à 30% et 60%f_{cm} à 20°C et 40°C (droite).

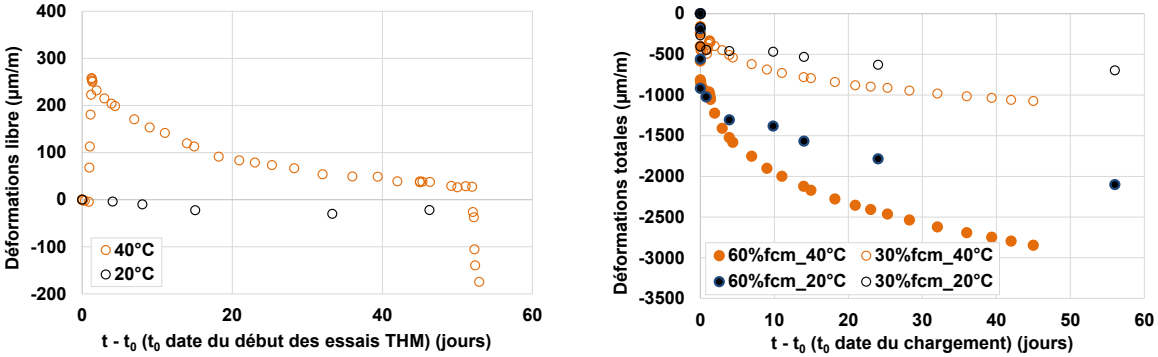


FIGURE 2. Evolutions des déformations libres à 20°C et à 40°C (gauche) et des déformations totales sous charge maintenue pour les différentes conditions thermo-mécaniques (droite)

Les déformations libres à 20°C sont faibles (figure 1, gauche). A 40°C, le béton se dilate, avec un coefficient de dilatation thermique de 12,2µm/m/°C. Après stabilisation de la température à 40°C, le retrait endogène paraît plus élevé mais une perte de masse de 0.58% mesurée en fin d'essai révèle une part de retrait de séchage. Après application de la charge et apparition des déformations élastiques (figure 1, droite), les déformations différées sous charge se développent à 20°C. Après un jour, des échantillons sont chauffés à 40°C. L'amplitude de la dilatation inférieure à celle du béton non chargé démontre la présence de la déformation thermique transitoire. Suite à la phase thermique transitoire, la température augmente la vitesse de fluage. Les évolutions à 30% et 60%f_{cm} montrent que le fluage est non linéaire mais sans augmentation due à la température.

B. Flexion 4 points sur poutres en béton précontraint à 20°C et 40°C

La figure 2 présente les évolutions des déformations des fibres extrêmes des poutres précontraintes depuis la date de mise en tension (gauche) et la date de mise en flexion (droite).

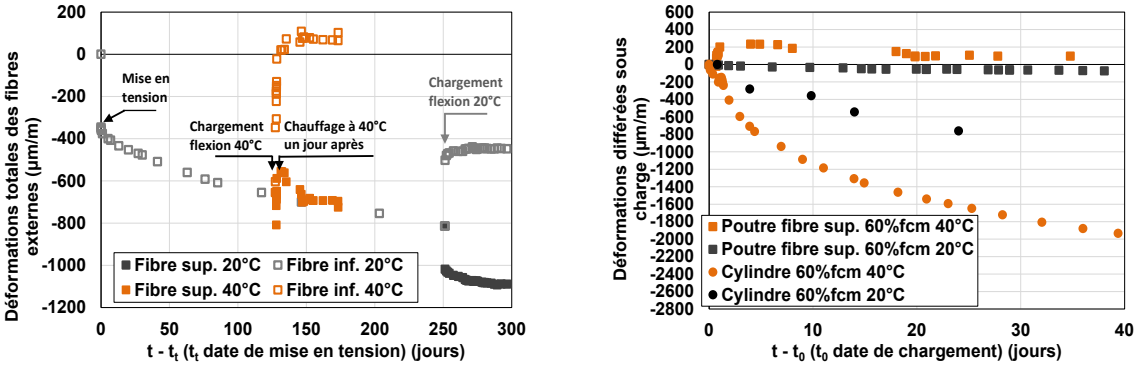


FIGURE 3. Déformations totales des fibres extrêmes à 20°C et 40°C (gauche) et déformations différées sous charge maintenue pour les différentes conditions thermo-mécaniques (droite)

Les déformations élastiques, à l'instant de la mise en tension de la précontrainte, et différées depuis cette date, sont comparables sur les deux fibres (figure 2 gauche), le câble étant centré. La mise en flexion, combinée aux effets de la précontrainte résiduelle, entraîne des déformations élastiques puis des déformations différées de compression et de légère traction sur les fibres extrêmes à 20°C et à 40°C. Le chauffage à 40°C après 1 jour de fluage de flexion provoque une dilatation significative sur les deux fibres. La figure 2 (droite) compare les déformations différées sous charge de la fibre théoriquement comprimée à 60%f_{cm} des poutres avec celle sur cylindre au même taux de charge, à 20°C et 40°C. Les déformations différées sont plus élevées sur cylindres, quelle que soit la température. De plus, la dilatation supérieure constatée sur cylindre démontre que la déformation thermique transitoire est atténuée par la précontrainte. La raison pourrait en être la consolidation du béton due à la précontrainte préalable au fluage de flexion. La consolidation réduit rapidement la cinétique de fluage y compris celle du fluage thermique transitoire, rendant cette dernière très faible sur un béton ayant vieilli sous charge.

IV. Conclusions

L'essai de fluage en compression a révélé l'apparition d'une déformation thermique transitoire sur un béton chargé depuis peu de temps puis chauffé. Ce phénomène est caractérisé par une augmentation de la cinétique d'évolution des déformations différées. Par ailleurs, l'évolution des déformations sous deux niveaux de chargement a montré que la non-linéarité du fluage (par rapport à la contrainte) n'était pas modifiée par la température. Dans le cas des poutres précontraintes, la déformation thermique transitoire pendant l'essai de fluage en flexion tardif est beaucoup plus faible que lors des essais de fluage en compression à 60%f_{cm} sans précontrainte préalable. Ce résultat peut être attribué à la consolidation du béton pendant la phase initiale de précontrainte, qui en « consommant » prématurément le potentiel de fluage, atténue les déformations thermiques transitoires et de fluage ultérieures (Cagnon et al., 2019).

REFERENCES

Cagnon, H., Vidal, T., Sellier, A., Bourbon, X., Camps, G., 2019. Transient Thermal Deformation of high performance concrete in the range 20 °C–40 °C. Cem. Concr. Res. 116, 19–26. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.11.001

Chhun, P., Sellier, A., Lacarriere, L., Chataigner, S., Gaillet, L., 2018. Incremental modeling of relaxation of prestressing wires under variable loading and temperature. Constr. Build. Mater. 163, 337–342. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.12.123

Ladaoui, W., Vidal, T., Sellier, A., Bourbon, X., 2013. Analysis of interactions between damage and basic creep of HPC and HPFRC heated between 20 and 80 °C. Mater. Struct. 46, 13–23. https://doi.org/10.1617/s11527-012-9879-1

Manzoni, F., Vidal, T., Sellier, A., Bourbon, X., Camps, G., 2020. On the origins of transient thermal deformation of concrete. Cem. Concr. Compos. 107, 103508. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.103508

Torrenti, J.M., 2018. Basic creep of concrete-coupling between high stresses and elevated temperatures. Eur. J. Environ. Civ. Eng. 22, 1419–1428. https://doi.org/10.1080/19648189.2017.1280417

Plateforme de recyclage de déchets inertes du BTP : un puits de carbone « gris » ?

Yunlu Hou[1], Pierre-Yves Mahieux[1], Philippe Turcry[1], Jérôme Lux[1], Abdelkarim Aït-Mokhtar[1], Aurélia Nicolaï[2]

[1] *LaSIE, Laboratoire des Sciences de l'Ingénieur pour l'Environnement, UMR 7356 CNRS, La Rochelle Université, La Rochelle*

[2] *Spie batignolles malet, Pôle développement, Portet-sur-Garonne*

RESUMÉ Dans un environnement urbain, les pièges à carbone naturels et artificiels peuvent être des leviers intéressants pour tendre vers la neutralité carbone d'un territoire. Cette étude s'intéresse au potentiel de piégeage de CO_2 d'un stock de granulats recyclés, fabriqués sur une plateforme de recyclage à partir de déchets inertes du BTP, entre deux campagnes de concassage. Grâce au développement d'une cellule de carbonatation naturelle et d'une cellule de diffusion de O_2 en laboratoire, la quantité de CO_2 piégé par un stock de 2000 m^3 pendant 4 mois est estimée à plus de 630 kg, soit 0,2 kg de CO_2/t de GR en stock. Cette faible valeur montre que même si le potentiel de piégeage de CO_2 à l'échelle du grain est estimé à 23 kgCO_2/t de GR, la capacité réelle d'un stock de GR à en piéger en condition atmosphérique est très dépendante du process de fabrication, du stockage sur plateforme et des conditions météorologiques.

Mots-clefs : Neutralité carbone, piégeage du CO_2, carbonatation naturelle, granulats recyclés

I. INTRODUCTION

Lauréate de l'appel à projets « territoires d'innovation » en 2019, la Communauté d'Agglomération (CDA) de La Rochelle s'est lancée le défi de devenir le 1er territoire urbain du littoral neutre en carbone d'ici 2040. Pour y parvenir, les objectifs ne se focalisent pas uniquement sur la réduction des émissions de carbone mais aussi sur son piégeage. Si la CDA de La Rochelle peut compter sur ses capacités naturelles de séquestration en carbone grâce à l'océan Atlantique et les marais littoraux, il est aussi nécessaire de développer des pièges artificiels voire d'en identifier sur le territoire. C'est dans ce cas précis que le projet Nouvelle Aquitaine intitulé « Carbone Gris », piloté par le LaSIE et Spie batignolles malet, s'inscrit puisqu'il s'agit d'évaluer le puits de carbone potentiel que constituent les déchets inertes du BTP, et notamment le béton de déconstruction, réceptionnés et concassés sous la forme de granulats recyclés sur une plateforme de recyclage rochelaise « Valosphère » (FIGURE 1).



FIGURE 1. **Fabrication (a) et stockage (b) des GR sur la plateforme de recyclage Valosphère**

Si le béton est un matériau de construction consommateur de ressources naturelles et fortement émetteur de CO_2, c'est aussi un matériau capable d'en piéger par carbonatation atmosphérique pendant la durée de vie des ouvrages pour lesquels il a été fabriqué ainsi qu'après déconstruction et transformation sous la forme de granulats recyclés (GR). L'objectif de cette étude de cas est d'estimer la quantité de CO_2 (m_{CO_2} en kg ; FIGURE 2) que peut piéger un stock de 2000 m³ de GR entre deux campagnes de concassage à 4 mois d'intervalle. La démarche repose sur deux investigations en laboratoire, d'une part, la détermination du potentiel de piégeage de CO_2 (Q_{CO_2} en kg/m³) à l'échelle du grain de GR, d'autre part, la détermination de la diffusivité du CO_2 (D_{CO_2} en m²/s) dans le milieu granulaire que constitue le stock de matériaux étudié (Hou et al., 2021).

Surface de stockage (m²) — Potentiel de piégeage de CO_2 (kg/m³)

$$m_{CO_2} = S \times X_c \times Q_{CO_2} \quad (1)$$

Profondeur de carbonatation (m) $= \sqrt{\frac{2D_{CO_2}[CO_2]}{Q_{CO_2}} \times t}$

D_{CO_2} : Coefficient de diffusion effectif du CO_2 (m²/s)

$[CO_2]$: concentration en CO_2 dans air ambiant (kg/m³)

FIGURE 2. Quantité de CO_2 piégé (m_{CO_2}) d'un stock de 2000 m³ de GR sur une période de 4 mois

II. MATERIAUX ET MÉTHODES

A. Potentiel de piégeage de CO_2

Le potentiel de piégeage de CO_2 (Q_{CO_2}) est estimé selon la méthode développée par (Boumaaza et al., 2020). Un échantillon de GR est placé en fine couche d'épaisseur égale au D_{max} du granulat étudié sur une coupelle de 20 cm de diamètre (Fig. 3a). L'échantillon est placé en carbonatation naturelle en extérieur mais néanmoins à l'abri de la pluie, à température et HR variables selon les conditions météorologiques. Ponctuellement, la coupelle est placée dans une cellule équipée d'une sonde mesurant la baisse de concentration en CO_2, significative de la carbonatation, pendant moins de 20 min (Fig. 3b).

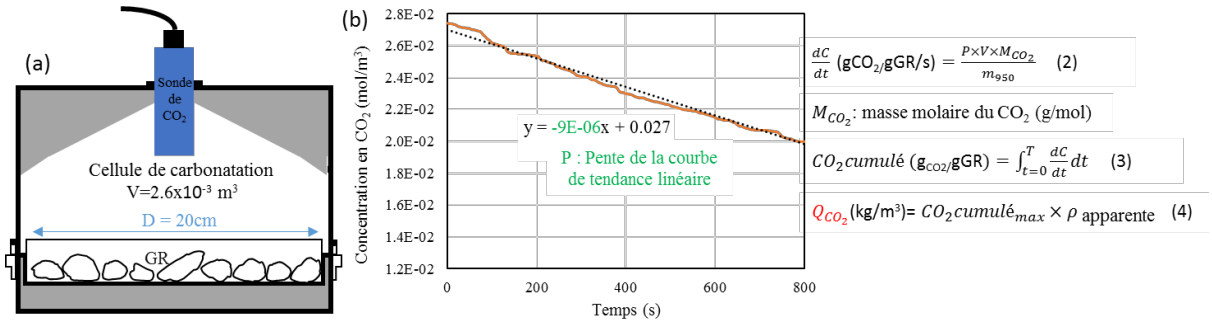


FIGURE 3. (a) Schéma de la cellule de carbonatation naturelle ; (b) Exemple de variation de la concentration en CO_2 (mol/m³) en fonction du temps (s).

La vitesse de carbonatation est définie comme étant la quantité massique de CO_2 piégé (g_{CO2}) rapportée à la masse m_{950} (g_{GR}) de GR déshydraté et décarbonaté, mesuré par analyse thermogravimétrique à 950°C, en un temps donné (s) (équation 2). À partir de l'évolution dans le temps de la vitesse, il est possible de calculer la quantité de CO_2 piégé cumulé (g_{CO2}/kg_{GR}) par intégration de la vitesse de carbonatation entre t=0 et chaque échéance T de mesure (équation 3). Enfin, le potentiel de piégeage de CO_2 est défini comme étant la quantité maximale de CO_2 piégé sur les 4 mois d'analyse rapporté en kg/m³ apparent de GR sur stock.

B. Diffusivité effective du CO_2

Le coefficient de diffusion effectif du CO_2 (m^2/s) des GR est déterminé, à l'échelle d'un milieu granulaire, avec le dispositif présenté par la Fig. 4a. Pour éviter toute carbonatation pendant l'essai, le dioxygène est préféré au CO_2 pour la mesure de diffusivité. La diffusivité du CO_2 est donc déduite de celle mesurée sous O_2.

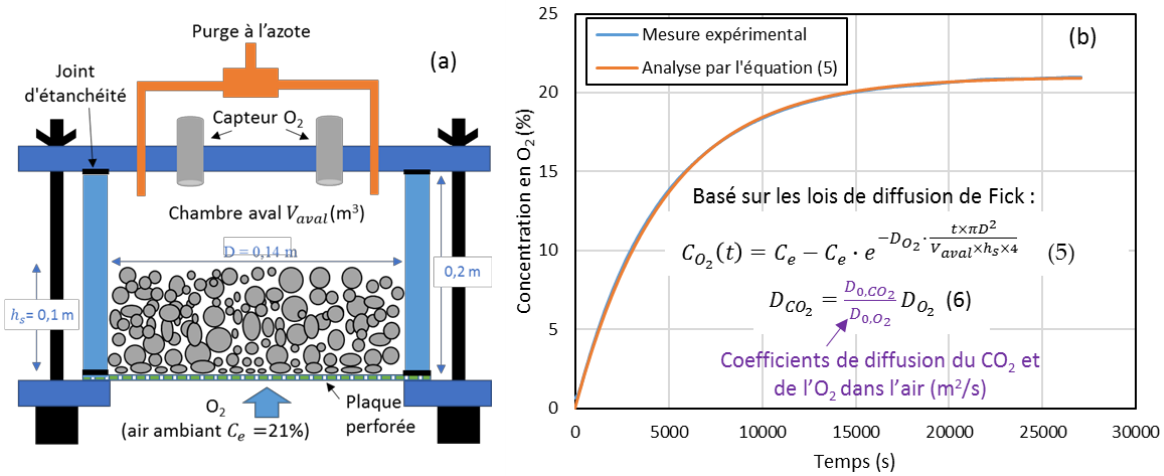


FIGURE 4. (a) Cellule de diffusion gazeuse pour matériaux granulaires ; (b) Comparaison entre les évolutions des concentrations dans la chambre aval, mesurées et calculées

L'échantillon repose sur une plaque perforée en bas de la cellule. Une fois installé, il est donc en contact avec l'air ambiant ou la concentration moyenne Ce en O_2 est de 21%. La chambre aval est préalablement purgée à l'azote jusqu'à ce que la concentration en O_2, mesurée par deux capteurs, soit proche de 0%. La chambre aval est alors fermée. Le dioxygène de l'air diffuse à travers l'échantillon grâce au gradient de concentration entre l'air ambiant et la chambre aval. Les capteurs mesurent l'évolution de la concentration en O_2 jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint. Le coefficient de diffusion effectif de O_2 est déterminé par minimisation des écarts entre les mesures dans la chambre aval et la 1ère loi de Fick (Fig. 4b, équation 5). Enfin, le coefficient de diffusion effectif du CO_2 (m^2/s) est déduit du coefficient effectif de l'O_2 et des coefficients de diffusion du CO_2 et de l'O_2 dans l'air (équation 6).

III. RÉSULTATS ET DISCUSSION

Pour cette étude, un GR 0/40 a été prélevé sur la plateforme, échantillonné puis criblé en laboratoire pour ne retenir que la fraction 0/20. Ce GR a été conservé avant analyse dans une chambre humide pour empêcher toute pré-carbonatation. Pour le milieu granulaire, la compacité est fixée à 65% à partir d'un essai œdométrique préalable et la teneur en eau retenue est de 10%. Cette teneur en eau est une moyenne mesurée sur le GR 0/40 prélevé sur 30 cm de profondeur dans le stock. La figure 5 présente l'évolution de la vitesse de carbonatation en fonction du temps (moyennes pondérées des analyses effectuées sur les fractions 0/6, 6/10 et 10/20) et de la quantité cumulée de CO_2 piégé. Le tableau 1 présente la démarche calculatoire pour déterminer la quantité de CO_2 piégé par le stock de 2000 m^3 en 4 mois.

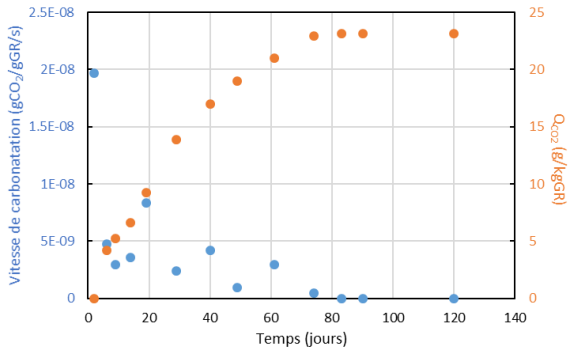


FIGURE 5. Vitesse de carbonatation et quantité cumulée de CO_2 piégé par les grains de GR exprimées en fonction du temps

Surface (m^2)	600
Quantité de CO_2 cumulé maximale (g/kg)	22,5
Masse volumique apparente (kg/m^3)	1530
Potentiel de piégeage de CO_2 Q_{CO_2} (kg/m^3)	34,4
Coefficient de diffusion du CO_2 D_{CO_2} (m^2/s)	$1,88x10^{-6}$
Concentration en CO_2 (450ppm) $[CO_2]$ (kg/m^3)	$8,22x10^{-4}$
Front de carbonatation sur 4 mois X_c (m)	0,03
Quantité de CO_2 piégé sur 4 mois m_{CO_2} (kg)	630

TABLEAU 1. Estimation de la quantité de CO_2 piégé par un stock de 2000 m^3 de GR sur 4 mois

La vitesse de carbonatation initiale est de $3,3*10^{-8}$ $g_{CO2}/g_{GR}/s$, elle chute très rapidement dès les 1ers jours d'exposition et tend à s'annuler au-delà de 80 jours. Les GR sèchent rapidement au contact de l'air libre puisque la teneur en eau passe de 13% initialement à environ 2% réduisant ainsi la quantité d'eau disponible pour la carbonatation. De ces vitesses sont calculées les quantités massiques de CO_2 piégé en cumulé et l'on observe que la quantité maximale atteinte est de 22,5 g_{CO2}/kg_{GR} soit 34,4 kg_{CO2}/m^3 de GR considérant une masse volumique apparente du stock de 1530 kg/m^3. Ce résultat est du même ordre de grandeur que celui déterminé par (Hou et al., 2021) sur des échantillons de sables recyclés compactés totalement carbonatés. On peut donc aussi considérer que malgré la réduction de la teneur en eau, les produits carbonatables disponibles dans les GR se sont totalement carbonatés. Il est donc intéressant de noter que les réactions de carbonatation naturelle à l'échelle du grain se font en moins de 3 mois, ce qui est très positif vis-à-vis des contraintes d'exploitation sur plateforme. Dans un milieu granulaire que constitue le stock, le coefficient de diffusion moyen est de 1,88 $*10^{-6}$ m^2/s. Cette diffusivité est faible mais non nulle et reste très dépendante des conditions de compacité et de teneur en eau. A partir de ces deux résultats (vitesse et diffusivité) et considérant que la concentration atmosphérique en CO_2 est de $8,22*10^{-4}$ kg/m^3 (soit 450 ppm), le front de carbonatation dans le stock de GR (équation 1) est estimé à 3 cm au terme des 4 mois. Le volume de GR carbonaté est donc de 18,3 m^3 soit 0,92% du stock. Cette valeur est très faible par rapport au potentiel de piégeage des grains de GR. Si l'on considère que la compacité et la teneur en eau du stock est constante sur son intégralité, il faudrait alors un temps infini pour carbonater l'intégralité du matériau en place. Au final, la quantité estimée de CO_2 piégé par le stock est de 630 kg à 4 mois soit environ 15% du CO_2 émis pour sa fabrication si l'on considère que 1,5kg eq.CO_2 est émis par tonne de GR fabriqué (UNPG). Si les GR constituent un puits de carbone certain, il reste important d'optimiser le process industriel pour le rendre significatif et participer ainsi à l'objectif de neutralité carbone visée par le territoire.

REFERENCES

Boumaaza, M., Huet, B., Turcry, P., Aït-Mokhtar, A., 2020. The CO2-binding capacity of synthetic anhydrous and hydrates: Validation of a test method based on the instantaneous reaction rate. Cem. Concr. Res. 135, 106113.

Hou, Y., Mahieux, P.-Y., Lux, J., Turcry, P., Aït-Mokhtar, A., 2021. Carbonation rate of compacted recycled aggregates for sub-base layers of pavement. Constr. Build. Mater. 312, 125420.

Modeling of the Maximum Dry Density of Treated Dredged Sediments

Rachid ZENTAR[1,2], Hongwei WANG[1,2,3], Dongxing WANG[3]

[1] *Center of Materials and Processes, IMT Nord Europe, Institut Mines-Télécom, F-59000 Lille, France.*

[2] *Univ. Lille, Institut Mines-Télécom, Univ. Artois, Junia, ULR 4515 - LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, F-59000 Lille, France.*

[3] *School of Civil Engineering, Wuhan University, 430072 Wuhan, People's Republic of China.*

ABSTRACT The Maximum Dry Density (MDD) of treated dredged fine sediments is important for recycling dredged fine sediments in road engineering. However, the Proctor compaction test is time-consuming, which could cause project delays. Therefore, the objective of this study is to develop a simple model that allows predicting MDD of treated sediments with the physical properties of raw sediments, the treatment applied and compaction energy. The expected model was obtained by using the Multiple Linear Regression approach. In the present paper, we show the necessity to distinguish in the database sandy or silty sediments to get the models with better performance to predict MDD of treated sediments.

Keywords Sediments, Modeling, Maximum dry density, Compaction.

I. INTRODUCTION

In the world, many dredging activities are undertaken to deepen, broaden and maintain public channels and harbors, establish new shipping infrastructure, and improve the environment of dams or lakes (Hamouche and Zentar, 2020a; 2020b). Thus, a large amount of dredged sediments is produced. How to manage so many sediments is a huge challenge currently. Research has indicated that reusing treated sediments in road construction is an important environmentally friendly method (Wang et al, 2012; 2013; Dubois et al, 2011; Hamouche and Zentar, 2018).

In most situations, the design of road pavements requires the knowledge of the geotechnical properties of soils, especially the Maximum Dry Density (MDD). Thus, to reuse sediments in road construction, the MDD must be obtained from the Proctor compaction test in the laboratory. However, the laboratory compaction test often needs much time, which could cause project delays and cost overruns. Therefore, the objective of this study is to develop a simple model that allows predicting MDD of treated sediments with the physical properties of raw sediments (easier and faster to measure), the treatment applied and compaction energy.

II. METHODOLOGY

The data were collected from several published papers to build the database. Within the overall dataset, there were 94 observations (i.e., rows) for 16 variables (i.e., columns). **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** 1 represents the ranges in all the input and output parameters in the database.

TABLE 1. Input and output parameters of the database.

	Parameters	Symbol	Unit	Min	Max
Physical properties of raw sediments	Particle size composition	Sand	%	0.15	78.00
		Silt	%	20.00	90.24
		Clay	%	2.00	34.00
	Atterberg limits	LL	%	20.00	130.00
		PL	%	10.00	60.00
		PI	%	10.00	70.00
	Organic Matter content	OM	%	1.50	15.00
	Methylene Blue Value	MBV	/	0.75	5.40
Treatment	Portland cement	P	%	0	15.00
	Lime	L	%	0	9.00
	Fly Ash	FA	%	0	6.00
	Silica Fume	SF	%	0	1.00
	Sand	Sa	%	0	30.00
	Calcium sulfoaluminate cement	C	%	0	6.00
	Compaction Energy	E	MJ/m^3	0.60	2.70
	Maximum Dry Density	MDD	KN/m^3	12.00	19.60

Multiple Linear Regression (MLR) is a statistical method for simulating the linear relationship between explanatory and response variables. Equation (1) shows MLR's general form for estimating the response variable y as a function of n explanatory variables.

$$y = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \cdots + \beta_n x_n + \varepsilon \quad (1)$$

where, y is response (dependent) variables; $x_1, x_2, \cdots, x_n$ are explanatory (independent) variables; $\beta_0, \beta_1, \beta_2, \cdots, \beta_n$ are the slop coefficients for each explanatory (independent) variable; ε is the residuals of the model.

III. RESULTS AND DISCUSSION

3.1 Parameter correlation analysis

The matrix of correlation describes the pairwise relationship between different parameters. The results of the matrix of correlation indicated that some input parameters have high correlations ($R^2 > 0.7$), only list these parameters in Table 2.

Therefore, only Sand is chosen as an independent variable for the following modelling work. Because the PI equals LL–PL and has no correlation with any other parameter, it is selected as the representative factor for sediment plasticity, and PL and LL are eliminated. In this way, OM also could be kept and used for modelling.

TABLE 2. The correlation of parameters.

Parameters	Correlation coefficient
Sand and Silt	-0.96
LL and PL	0.84
LL and PI	0.95
PL and OM	0.70

3.2 Modeling the Maximum Dry Density

Based on the above analyses, only 12 input parameters (Clay, PI, OM, MBV, P, L, FA, SF, Sa, C and E) were chosen for modelling. The expected model was obtained by performing an MLR procedure, as shown in Equation (2). The comparison of experimental and predicted results of MDD for treated sediments is shown in Figure 1. The R-value is 0.772 and the RMSE value is 0.816. These results indicate that the proposed model allows predicting MDD, but it cannot provide satisfying prediction accuracy, has low correlation and comparatively high error values.

$$\mathrm{MDD} = 20.100 - 0.004 \times Sand - 0.091 \times Clay - 0.002 \times PI - 0.342 \times OM - 0.260 \times MBV - 0.113 \times P - 0.100 \times L - 0.061 \times FA + 0.411 \times SF - 0.091 \times Sa - 0.157 \times C + 0.200 \times E \quad (2)$$

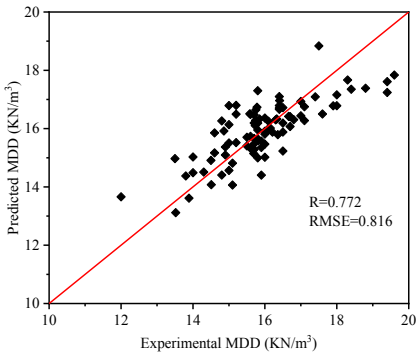


FIGURE 1. Comparison of experimental and predicted MDD.

However, it is known that some input parameters' effects on the compaction parameters could depend on the type of materials, such as sandy materials and silty sediments. Tables 3 and 4 show the correlation between MDD and other parameters for total database, sandy sub-database and silty sub-database. It's evident that many correlation coefficients of the sub-databases are higher than that of the total database. Therefore, there is reason to believe that the developing models would get better performance, by using only a sub-database (sandy or silty sediments) next stage.

TABLE 3. The correlation of parameters for total database, sandy and silty sub-database (I).

Database		Sand	Silt	Clay	LL	PL	PI	O.M.	MBV
Total	MDD	-0.125	0.207	-0.209	-0.406	-0.547	-0.271	-0.542	-0.018
Sandy	MDD	-0.026	**0.263**	**-0.352**	-0.362	-0.452	-0.258	-0.49	**-0.384**
Silty	MDD	**0.134**	0.048	**-0.288**	**-0.440**	**-0.597**	**-0.295**	-0.524	**0.095**

TABLE 4. The correlation of parameters for total database, sandy and silty sub-database (II).

Database		P	L	FA	SF	Sa	C	E	MDD
Total	MDD	-0.025	-0.069	-0.083	0.172	0.245	0.03	-0.067	1
Sandy	MDD	-0.021	**-0.369**	/	/	0.136	**0.286**	**0.594**	1
Silty	MDD	**-0.026**	-0.057	**-0.134**	0.17	**0.472**	/	**-0.268**	1

IV CONCLUSION

This study, we model the Maximum Dry Density (MDD) of treated dredged sediments, using the Multiple Linear Regression (MLR) approach. In this approach, we considered the effect of the physical properties of the raw sediments, the quantity of binders and compaction energy. The proposed model allows predicting MDD, but it cannot provide satisfying prediction accuracy. In the next stage, we try to investigate the performance of developing predictive models by using only a subset of the database (sandy or silty sediments) to get the models with better performance to predict MDD of treated sediments.

REFERENCES

Hamouche, F., & Zentar, R. (2020a). Effects of organic matter on mechanical properties of dredged sediments for beneficial use in road construction. Environmental Technology, 41(3), 296-308. https://doi.org/10.1080/09593330.2018.1497711

Hamouche, F., & Zentar, R. (2020b). Effects of organic matter on physical properties of dredged marine sediments. Waste and Biomass Valorization, 11(1), 389-401. https://doi.org/10.1007/s12649-018-0387-6

Hamouche, F., & Zentar, R. (2018). The relationship between organic matter content and the immediate bearing index of dredged sediments. In 6th International Symposium on Sediment Management San Cristóbal de Las Casas, Chiapas, Mexico June 19-23, 2018.

Wang, D. X., Abriak, N. E., Zentar, R., & Xu, W. (2012). Solidification/stabilization of dredged marine sediments for road construction. Environmental Technology, 33(1), 95-101. https://doi.org/10.1080/09593330.2011.551840

Dubois, V., Zentar, R., Abriak, N. E., & Grégoire, P. (2011). Fine sediments as a granular source for civil engineering. European journal of environmental and civil engineering, 15(2), 137-166. https://doi.org/10.1080/19648189.2011.9693315

Wang, D., Abriak, N. E., Zentar, R., & Chen, W. (2013). Effect of lime treatment on geotechnical properties of Dunkirk sediments in France. Road materials and pavement design, 14(3), 485-503. https://doi.org/10.1080/14680629.2012.755935

Effet du stéarate de calcium et d'additions sur l'ouvrabilité et la résistance mécanique de mortiers d'acétate de cellulose

Thouraya Salem[1,2], Joe Tannous[1,2], Sandrine Marceau[3], Othman Omikrine-Metalssi[2], Teddy Fen-Chong[2]

[1] *ESITC-Paris, 79 avenue Aristide Briand, 94110 Arcueil, France*

[2] *Univ Gustave Eiffel, Cerema, UMR MCD, F- 77454 Marne-la-Vallée, France*

[3] *Univ Gustave Eiffel, MAST-CPDM, F-77454 Marne-la-Vallée, France*

RESUME Les mégots de cigarettes sont constitués en grande partie de fibres d'acétate de cellulose (AC) dont la valorisation permettrait de réduire la pollution de l'environnement. Dans cette étude, des mortiers incorporant 1,3 % de fibres d'AC (en masse de sable) ont été fabriqués. Dans un premier temps, pour réduire l'absorption d'eau des fibres, l'effet de différents taux de stéarate de calcium (SC) (0,5 % ; 1 % et 1,5 % en masse du ciment), avec et sans superplastifiant (SP), sur l'ouvrabilité et la résistance à la compression et à la flexion a été étudié. L'impact de l'ajout de fumée de silice et de métakaolin sur ces mêmes propriétés a été étudié dans un deuxième temps. Les résultats ont montré que l'ajout d'AC dégrade l'ouvrabilité et la résistance mécanique par rapport à un mortier normalisé et que l'ajout de SC et de 3 % de SP permet d'avoir de meilleures performances. L'ajout de 10 % de métakaolin en masse du ciment en combinaison avec 3 % de SP (sans SC) permet d'obtenir les meilleures performances.

Mots-clefs acétate de cellulose, valorisation, mortier, ouvrabilité, résistance mécanique

I. INTRODUCTION

Le recyclage des déchets est d'une part un enjeu crucial pour les secteurs producteurs en réponse aux pressions législatives (ex. loi de transition énergétique pour la croissance verte, LTECV ; plan de réduction et de valorisation des déchets 2014-2020) et d'autre part une source de matériaux alternatifs pour d'autres secteurs utilisateurs tels que celui du Génie Civil où la demande en ressources naturelles est énorme et ne cesse de croître. La consommation du sable et du gravier représente déjà plus de la moitié de la totalité des matières premières consommées et devrait pratiquement doubler dans le monde d'ici à 2060 (OCDE, 2018). Afin d'introduire les matériaux issus du recyclage dans les matériaux du Génie Civil, il est indispensable d'étudier préalablement leur adéquation aux attentes et contraintes de ce secteur.

Depuis janvier 2021, les produits de tabac sont soumis à la loi AGEC relative à la lutte contre le gaspillage et à l'économie circulaire. La quantité de mégots de cigarettes produits en France est de

l'ordre de 10 000 tonnes représentant environ 1% de la consommation mondiale, estimée entre 4 000 et 5 000 milliards de cigarettes (INERIS, 2019). Les mégots composés d'environ 4 000 substances chimiques toxiques sont jetés au sol et se retrouvent dans la nature, polluant ainsi l'environnement. Le filtre, conçu pour retenir les substances toxiques, est composé d'acétate de cellulose (AC) et représente les 2/3 du poids du mégot (INERIS, 2019).

Plusieurs voies de valorisation des mégots ont été explorées dans le monde : fabrication d'isolants acoustiques (Maderuelo-Sanz et al., 2018) ; incorporation dans des briques en terre cuite (Mohajerani et al., 2016) ou dans des routes (Mhajerani et al., 2017) ou dans des géopolymères (Saba et al., 2021).

Dans cette étude, les fibres d'AC issus d'un processus industriel de dépollution des mégots de cigarettes développé par l'entreprise MéGo! ont été valorisées pour la première fois dans des mortiers cimentaires. Dans un premier temps, pour réduire l'absorption d'eau des fibres, un agent hydrophobe, le stéarate de calcium (SC), a été ajouté à différents taux (0,5 % ; 1 % et 1,5 % en masse du ciment). L'effet de cet adjuvant seul et en combinaison avec un superplastifiant sur l'ouvrabilité et sur la résistance à la compression et à la flexion des mortiers incorporant 1,3 % en masse de sable d'AC a été étudié. L'effet de deux additions minérales, la fumée de silice et le métakaolin, sur ces mêmes propriétés sans traitement des fibres avec du SC est étudié en deuxième temps.

II. Matériaux et méthodes

A. Matériaux

Du ciment CEM I 52.5 N CE CP2 NF et du sable normalisé, de granulométrie 0/2 mm et de masse volumique de 1713 kg.m^{-3}, ont été utilisés pour fabriquer les différents mortiers. Afin d'améliorer l'ouvrabilité des mélanges, du superplastifiant SikaViscoCrete Tempo 653 (SP) a été utilisé.

Les fibres d'AC ont été fournies par MéGo! disposant d'une unité de traitement des mégots de cigarettes en circuit fermé. Après collecte, les mégots sont triés avec un tapis convoyeur ; ils sont ensuite broyés pour récupérer les filtres composés d'AC ; puis dépollués. Le solvant principal est l'eau où les molécules plus ou moins dangereuses se diluent. Après plusieurs bains, l'eau est traitée pour être réutilisée. Les fibres sont ensuite séchées et broyées.

Les fibres d'AC reçues ont été séchées à 60 °C jusqu'à stabilisation de leur masse (variation de masse inférieure à 0,1 % entre deux pesées en 24h). La teneur en eau, la masse volumique apparente sans compactage et l'absorption d'eau mesurées suivant les protocoles de la RILEM (Amziane et al., 2017) sont respectivement de 2 % ; 38,6 ± 3,3 et 853 % (en masse) après 48 h.

B. Formulations étudiées

Onze mélanges de mortier, tous de même rapport E/C = 0,5, ont été préparés (Tableau 1).

- trois mortiers de référence (1, 2 et 3 dans le Tableau 1) correspondant respectivement à un mortier standard sans fibres, REF 0 ; un mortier auquel 1,3 % d'AC ont été ajoutées sans superplastifiant, REF SS ; et un mortier auquel 3 % de superplastifiant a été ajouté en plus des fibres d'AC, REF AS.

- six mortiers auxquels du stéarate de calcium a été ajouté à différents taux sans superplastifiant : 0,5 SC SS ; 1 SC SS et 1,5 SC SS (4, 6 et 8 dans le Tableau 1) et avec superplastifiant : 0,5 SC AS ; 1 SC AS et 1,5 SC AS (5, 7 et 9 dans le Tableau 1). Le SC sous forme de poudre a été ajouté aux fibres qui ont été imbibées avec environ 40 % de la masse d'eau utilisée pour le gâchage.
- deux formulations où l'effet de l'ajout de 10 % en masse du ciment de métakaolin (10 MK AS) et de la fumée de silice (10 FS AS) a été étudié en présence du superplastifiant.

Les fibres d'AC présentent un volume en vrac important du fait de leur grand rapport d'aspect, cette étude s'est limitée à 1,3 % en masse de sable pour éviter tout problème d'homogénéité du matériau.

III. Résultats et discussion

Les résultats de l'ouvrabilité (mesurée au cône d'Abrams) et de la résistance à la compression (Rc) et à la flexion (Rf) à 28 j des mélanges étudiés sont regroupés dans le Tableau 1. L'ajout de 1,3 % en masse d'AC a dégradé l'ouvrabilité du mélange et fait chuter d'environ 40 % la Rc et 35 % la Rf par rapport au mortier normalisé de référence REF 0. Un ajout de 3 % de SP a amélioré l'ouvrabilité mais sans influence significative sur la résistance mécanique. Sans SP, l'ajout de SC aux fibres d'AC avant de les incorporer dans le mélange conduit à une diminution de l'ouvrabilité par rapport au mortier de référence, ce qui a aussi été montré dans la littérature (pour des mortiers sans AC), tout en ayant un impact négligeable sur Rc et Rf, ce qui reste cohérent avec (Naseroleslami et al., 2019). L'ajout de 3 % de SP permet d'améliorer grandement l'ouvrabilité et les résistances mécaniques des mortiers d'AC et de SC. L'amélioration la plus significative pour l'affaissement (Rc et Rf, resp.) est obtenue avec la combinaison de 1,5% de SC (1 % de SC, resp.).

La FS et le MK sont connus pour leur double effet filler et pouzzolanique. Les meilleures Rc et Rf sont obtenues ici avec l'ajout de 10 % de MK en présence de 3 % SP. L'ajout de SP est nécessaire pour obtenir le même affaissement que le mortier normalisé.

TABLEAU 1. Formulations étudiées.

N°	Désignation	Constituants	Affaissement (mm)	Rc (MPa)	Rf (MPa)
1	REF 0	Sable (S), Ciment (C), Eau (E)	11	44 ± 0,9	7,4 ± 0,2
2	REF SS	S, C, E, 1,3% AC	1	26,6 ± 1,4	4,8 ± 0,6
3	REF AS	S, C, E, 1,3% AC, 3% SP	8,7	26,4 ± 1	5,4 ± 0,2
4	0.5 SC SS	S, C, E, 1,3% AC, 0,5% SC	0	24,5 ± 2,4	4,5 ± 0,2
5	0.5 SC AS	S, C, E 1,3% AC, 0,5% SC, 3% SP	3,8	31,0 ± 1	5,7 ± 0,1
6	1 SC SS	S, C, E, eau, 1,3% AC, 1% SC	3	27,4 ± 1,4	5,0 ± 0,2
7	1 SC AS	S, C, E, 1,3% AC, 1% SC, 3% SP	4,1	31,2 ± 2,2	6,0 ± 0,1
8	1.5 SC SS	S, C, E, 1,3% AC, 1,5% SC	1	24,9 ± 1,8	4,4 ± 0,1
9	1.5 SC AS	S, C, E, 1,3% AC, 1,5%SC, 3% SP	11	28,7 ± 0,9	5,4 ± 0,4
10	10 MK AS	S, C, E, 1,3% AC, 3% SP, 10% MK	12,1	37,6 ± 1,8	6,5 ± 0,2
11	10 FS AS	S, C, E, 1,3% AC, 3% SP, 10% FS	12,3	27,1 ± 1,8	5,4 ± 0,1

IV. Conclusion

Ce travail a permis d'étudier l'effet de SC, de SP, de MK et de FS sur l'ouvrabilité (mesure de l'affaissement) et la résistance mécanique (mesure de la résistance à compression et à la flexion) des mortiers incorporant 1,3 % de fibres d'AC (en masse de sable) issues d'un traitement industriel de dépollution de mégots de cigarettes. Les résultats obtenus ont montré que (i) les mortiers d'AC et de SC (à 0,5 %, 1 %, et 1,5 %) ont une ouvrabilité médiocre qui peut être compensée par l'ajout supplémentaire de 3 % de SP ; (ii) les mortiers d'AC avec 3 % de SP et 10 % de MK ont une ouvrabilité similaire au mortier de référence avec des résistances mécaniques les plus proches de toutes les formulations étudiées ici. L'étude de la microstructure des mortiers fabriqués et de leur durabilité s'inscrit dans les perspectives de ce travail, en plus de la poursuite de l'optimisation de la formulation de mortiers valorisant les fibres d'AC.

REFERENCES

OCDE (2018), Global Material Resources Outlook to 2060, Economic Drivers and Environmental Consequences, OECD Publishing, Paris ; https://doi.org/10.1787/9789264307452-en

INERIS (2019), Etude des filières de recyclage des mégots de cigarettes, février 2019, INERIS-DRC-18-177385-09634B

A. Mohajerani, Y. Tanriverdi, B. T. Nguyen, K. K. Wong, H. N. Dissanayake, L. Johnson, D. Whitfield, G. Thomson, E. Alqattan, A. Rezaei. (2017). Physico-mechanical properties of asphalt concrete incorporated with encapsulated cigarette butts. Construction and Building Materials, 153:69-80 ; https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.091

A. Mohajerani, A. Abdul Kadir, l. Larobina. (2016). A practical proposal for solving the world's cigarette butt problem : Recycling in fired clay bricks. Waste Management, 52:228-244; https://doi.org/10.1016/j.wasman.2016.03.012

R. Maderuelo-Sanz, V. Gómez Escobar, J. M. Meneses-Rodríguez. (2018). Potential use of cigarette filters as sound porous absorber. Applied Acoustics, 129(1):86-91; https://doi.org/10.1016/j.apacoust.2017.07.011

M. Saba, K. J Kontoleon, E. Zervas and M. El Bachawati. (2021). Chemical and mechanical properties of geopolymer concrete incorporated with cigarette filters, IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science 899.012043; doi:10.1088/1755-1315/899/1/012043

S. Amziane, F. Collet, M. Lawrence, C. Magniont, V. Picandet, et M. Sonebi. (2017). « Recommendation of the RILEM TC 236-BBM: characterisation testing of hemp shiv to determine the initial water content, water absorption, dry density, particle size distribution and thermal conductivity », Mater. Struct., vol. 50.

R. Naseroleslami, M. N. Chari. (2019). The effects of calcium stearate on mechanical and durability aspects of self-consolidating concretes incorporating silica fume/natural zeolite, Construction and Building Materials (225) 384–400; https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.07.144

Etude des variations dimensionnelles à jeune âge d'une matrice minérale à base de liant ettringitique.

Duc Manh LE[1], Marie MICHEL[1], Elodie PRUD'HOMME[2], Thouraya BARANGER[1]

[1] *Université de Lyon, Université Lyon 1, LMC2-EA7427, F-69622 Villeurbanne, France*

[2] *Univ Lyon, INSA Lyon, Université Claude Bernard Lyon 1, CNRS, MATEIS, UMR5510, 69621 Villeurbanne, France*

RESUME: Pour le renforcement des structures en génie civil, les composites GTRM (Glass Textile Reinforced Mortar) ont largement utilisés. Dans cette étude, afin de limiter le phénomène de corrosion du renfort textile en verre dans le composite, une matrice à base de liant ettringitique a été utilisée. Les réactions du liant lors du processus d'hydratation sont accompagnées de variations dimensionnelles (*i.e.* retrait et gonflement) de la matrice cimentaire qui peuvent causer une perte de performance mécanique et esthétique du matériau. Cet article présente l'étude expérimentale des méthodes de mesure et d'évaluation des déformations à très jeune âge de la matrice à base de liant ettringitique en utilisant la corrélation d'images et la mesure de déplacement par capteur laser. La cinétique des réactions d'hydratation a été étudiée grâce au suivi *in situ* en spectroscopie infrarouge et est corrélée avec la cinétique de déformation observée.

Mots-clefs liant ettringitique, retrait, corrélation d'images, spectroscopie infrarouge

I. INTRODUCTION

Le composite GTRM (Glass Textile Reinforced Mortar) est un matériau constitué d'une matrice minérale (généralement à base de ciment Portland) et d'un textile de renfort en fibres de verre. Ce matériau est largement utilisé dans le domaine du génie civil comme solution de renforcement et de réparation des structures en béton et en maçonnerie. Le textile de verre est utilisé dans le GTRM en raison de ses propriétés mécaniques élevées et de son coût peu élevé. Cependant le textile de verre type E (ordinaire) se corrode à cause de la Portlandite et l'alcalinité du milieu, formées lors de l'hydratation du ciment Portland. Le textile de verre type AR (alcali-résistant) est utilisé pour limiter la corrosion mais son coût est beaucoup plus élevé. Afin de limiter ce phénomène de corrosion, un système de liant ettringitique, composé de ciment alumineux (CAC), de sulfate de calcium ($C\$H_x$) et de ciment Portland et dont les principaux produits d'hydratation sont l'ettringite ($C_6A\$_3H_{32}$, AFt) et l'hydroxyde d'aluminium (AH_3), a été proposé dans le but de favoriser l'utilisation de textile de verre type E [1],[2].

Cependant, lors du processus d'hydratation, les réactions du liant et la modification de la microstructure entrainent des déformations (retrait et gonflement) de la matrice. Ces déformations

peuvent provoquer des fissures diminuant la performance mécanique et l'esthétisme du matériau. De nombreuses études ont été menées pour évaluer les déformations de matrice à base de Portland en utilisant des extensomètres mécaniques [3], mais il est difficile d'appliquer cette technique sur la matrice à très jeune âge (dès la première heure après le coulage). D'autres techniques de mesure en continu telle que la corrélation d'images (DIC) [4] la transmission par fibres optiques [5] été proposées pour résoudre ce problème. Cependant très peu d'études se rapportent aux matrices à base de liant ettringitique.

L'objectif de ce travail est de suivre et d'évaluer la déformation spontanée causée par le processus d'hydratation d'une matrice minérale à base de liant ettringitique à très jeune âge (pendant 20 heures depuis le moment du coulage) grâce à un capteur laser de déplacement et à la corrélation d'images (DIC). Le suivi *in situ* en spectroscopie infrarouge a été effectué pour étudier la relation entre la cinétique des réactions chimiques et la déformation de la matrice lors de son hydratation.

II. MATIERES PREMIERES ET TECHNIQUES EXPERIMENTALES

A. Description des matériaux :

La partie solide de la matrice est constituée pour la partie liante de ciment alumineux (les phases alumineuses étant : 57.7% CA, 37.5% CA_2 et 0.35% $C_{12}A_7$), de sulfate de calcium (plâtre alpha, pureté 91.1% en $C\$H_{0.5}$) [2], et de ciment Portland blanc de type CEM II 32,5, pour la partie charges minérales d'une micro-silice, d'un filler calcaire et de laitier de haut fourneau. Le rapport massique CAC/$C\$H_{0.5}$ est de 9/1. Ses propriétés rhéologiques et de prise sont ajustées par un mélange d'adjuvants organiques comprenant un superplastifiant, un agent de rhéologie, de la résine dispersée et un retardateur pour faciliter son application industrielle. Le rapport massique liquide/solide est fixé à 0.308.

B. Présentation des techniques expérimentales :

Pour étudier la déformation spontanée de la matrice, 700g de poudre ont été préparés. Lors du malaxage, on note T_0 le temps qui correspond au moment où la poudre de la matrice rentre en contact avec le liquide. La matrice est coulée dans un moule sous forme de prisme triangulaire d'environ 60 cm de longueur × 6 cm de largeur × 5 cm de profondeur. Pour éviter les frottements et les perturbations aux bords du moule, une couche de mousse déformable recouverte d'un film plastique a été déposée sur les bords avant le coulage. Un capteur laser a été placé à une extrémité de l'éprouvette pour mesurer le déplacement d'une cible dû au retrait et au gonflement de matériau afin de déduire la déformation relative. La cible a été noyée jusqu'à l'intérieur de la matrice grâce à un clou et l'éprouvette a été ancrée à un côté du moule pour que le déplacement de la cible soit unidirectionnel. Une couche de mouchetis noir a été réalisée sur une zone à la surface au milieu de l'éprouvette et une caméra a été installée pour capturer les images **(Figure 1)**. Même si la mesure avec le capteur laser peut-être démarrée quelques minutes après T_0, l'application du mouchetis et la DIC ne peuvent être effectuées à partir de T_0 + 1h. Un point de donnée est enregistré toutes les 6 minutes pendant 19 heures de mesure.

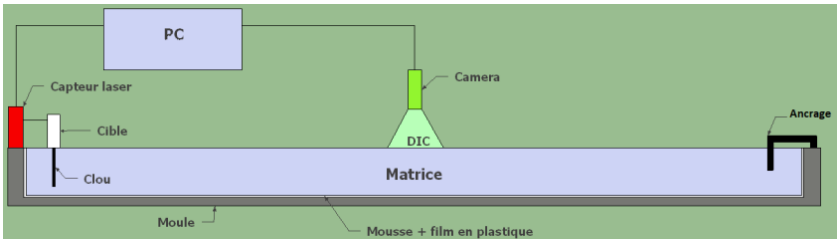


FIGURE 1. **Dispositif d'essais de mesure de la déformation.**

Afin d'étudier la cinétique d'hydratation, l'évolution des produits d'hydratation dans la matrice a été suivie par spectroscopie infrarouge *in situ* en mode ATR (réflectance totale atténuée) sur un spectromètre Nicolet iS50 (Thermo Scientific). La pâte fraiche est coulée directement sur le cristal ATR dans un cylindre de 10 mm de diamètre sur épaisseur d'environ 7 mm. Les acquisitions sont réalisées toutes les 60 s pendant 24h à partir de T_0 + 10 minutes. Toutes les expériences sont réalisées en conditions contrôlées (température de 22±2°C et humidité relative de 48±5%)

III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

La **Figure 2** montre la déformation longitudinale de l'éprouvette mesurée par la DIC et par le capteur laser. Dans les deux cas, seul du retrait est observé. L'évolution du retrait de la matrice peut être divisée en 3 phases. La première phase correspond à période de T_0 à T_0 + 3,8 h où une déformation significative représentant le retrait plastique de la matrice est à noter. Il est beaucoup plus important sur la courbe mesurée par la DIC (environ 2,5 µm/m), ce qui peut s'expliquer par la technique même qui ne mesure que des phénomènes en surface, où le séchage est le plus important par rapport à l'intérieur de l'éprouvette. La deuxième phase (T_0 + 4 h à T_0 + 5,5 h) correspond à la stabilisation de la structuration de la matrice et à un ralentissement de l'évolution du retrait, qui peut représenter ici le retrait chimique. Ceci est lié à la consommation d'eau, à l'apparition des produits hydratés (vérifié par étude la spectroscopie infrarouge *in situ)* et au durcissement de la matrice au cours des réactions. La troisième phase, où le retrait reprend fortement, peut correspondre au retrait thermique lié au retour à la température ambiante à la suite des réactions exothermiques.

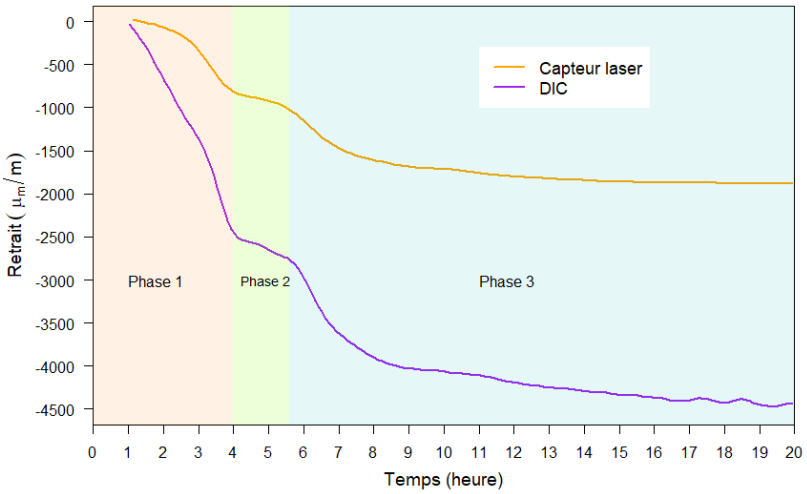


FIGURE 2. Le retrait de la matrice – mesuré à partir de T_0 + 1h

En observant l'absorbance des spectres d'infrarouge à T_0 +10 minutes et à T_0 + 20h, l'évolution de l'ettringite (AFt) et de l'hydroxide d'aluminum (AH_3) se caractérise par l'apparition de bandes d'absorption correspondant aux bandes de vibrations à 1016 cm^{-1}, 959 cm^{-1}, 3519 cm^{-1}, 3458 cm^{-1} (seulement AH_3) et 3616 cm^{-1} (AH_3 et AFt) [6] **(Figure 3a)**. La **Figure 3b** représente l'évolution au cours du temps de l'intensité de l'aire sous la bande à 3616 cm^{-1} (représentant l'évolution de AH_3 et de AFt) et la bande à 1016 cm^{-1} (représentant l'évolution de AH_3). L'ettringite se forme à partir de T_0 + 3.58 h (en observant l'intensité de l'absorbance de la bande à 3616 cm^{-1}), d'autre part la formation de la phase AH_3 s'est stabilisée peut être plus tard (à partir de T_0 + 4.6 h) **(Figure 3b)**. Cela est cohérent avec la référence [7].Il s'explique par le fait qu'au début de la réaction, la formation d'ettringite consomme des ions aluminium et des ions sulfate générés par la dissolution rapide du CA et du plâtre (C$H0.5). La précipitation de AH_3 ne commence que quand le la solution interstitielle est saturée en ion aluminium. [2] [7].

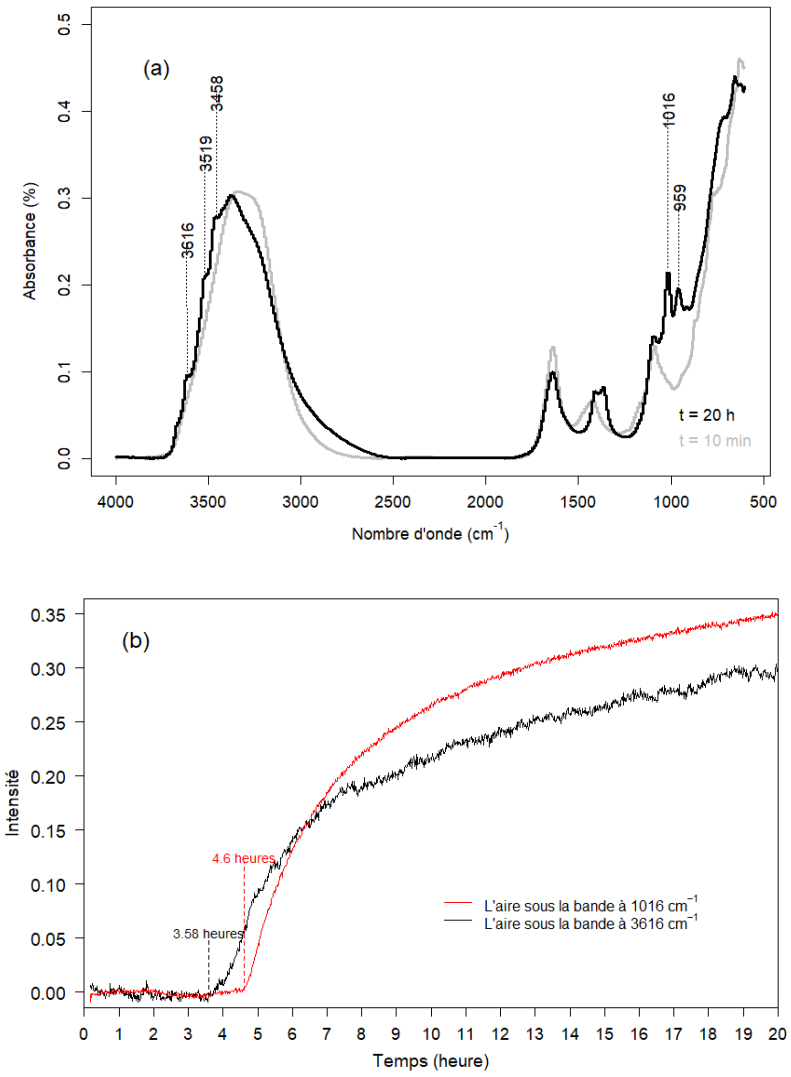


FIGURE 3. (a) Absorbance des spectres d'IR à T_0+ 10 min et à T_0 + 20 h ; (b) Evolution de l'aire sous les pics à 3616 cm^{-1} et à 1016 cm^{-1}

III. CONCLUSIONS

La déformation instantanée à jeune âge d'une matrice minérale à base de liant ettringitique causée par son processus d'hydratation a été étudiée. Les mesures par le capteur de déplacement et la corrélation d'images ont été effectuées. Seul le retrait a été observée pendant les 20 premières heures du processus d'hydratation. Le retrait de l'éprouvette mesuré par la DIC est sûrement surévalué à cause de l'effet de séchage à la surface de l'éprouvette. La cinétique du retrait de cette matrice peut être divisée en 3 phases correspondant au retrait plastique, au retrait chimique et au retrait thermique. Le début des réactions d'hydratation observées par le suivi IR correspond au passage de la phase de retrait plastique à la phase de retrait chimique observée dans le suivi des déformations.

REFERENCES

[1] Ambroise J. a.-T. Truong., M. Michel, A. Limam and A. Llosa, "Matériau composite à matrice cimentaire renforcée avec des fibres de verre non alcali-résistante". Patent WO 2016 146799 A1, 2016.

[2] N. L. Nguyen, "Étude de la microstructure des liants ettringitiques influence sur les propriétés macroscopiques : Résistance et variation dimensionnelle," 2015.

[3] P. Lura and O. M. Jensen, "Measuring techniques for autogenous strain of cement paste," Materials and Structures, vol. 40, p. 431–440, 2007.

[4] E. D. Dzaye, G. D. Schutter and D. Aggelis, "Application of Digital Image Correlation to Cement Paste," Proceedings, vol. 2, 2018.

[5] M. Saidi, M. Michel and A. Gabor, "Analysis of early-age behaviour of textile-reinforced cementitious matrix composites (TRC) using different measurements techniques," Measurement, vol. 187, p. 110365, 2022.

[6] E. Prud'homme, N. Lam, M. Michel, J. Georgin and J. Ambroise, "Investigation of Ettringite Binder Hydration at Early Age for Glass Fiber Reinforced Concrete Application," vol. 35, 2015, pp. 111-123.

[7] C. Stabler, C. Breunig, F. Goetz-Neunhoeffer, J. Neubauer, H. Fryda and R. Kwasny-Echterhagen, "Impact of different calcium sulfate sources on the early hydration of two different grades of calcium aluminate cement," in Calcium Aluminate Cements Proceedings of the International Symposium, 2014.

Compaction and compression strength properties of the solidified dredged sediments with various binders

Hongwei WANG[1,2,3], Rachid ZENTAR[1,2], Dongxing WANG[3]

[1] *Center of Materials and Processes, IMT Nord Europe, Institut Mines-Télécom, F-59000 Lille, France.*

[2] *Univ. Lille, Institut Mines-Télécom, Univ. Artois, Junia, ULR 4515 - LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, F-59000 Lille, France.*

[3] *School of Civil Engineering, Wuhan University, 430072 Wuhan, People's Republic of China.*

ABSTRACT Due to high water content, the presence of salt and organic matter and weak strength, the sediments without treatment cannot be used directly in road construction. Solidification/stabilization (S/S) technology can be employed to improve the properties of sediments using the binder. This study compares the performance of solidified sediments using OPC, CSA single binder and OPC-CSA composite binder. The compaction and unconfined compressive strength tests indicated that under the same condition, the OPC-CSA binder displays the best performance, the CSA binder has the worst performance, while the performance of OPC is between them. Therefore, the OPC-CSA binder could be considered the best green binder to replace OPC for the solidification of dredged sediments.

Keywords Sediment, Calcium sulfoaluminate cement, Proctor, compression strength.

I. INTRODUCTION

The management of dredged sediments is important due to the environmental impacts that could be induced (Hamouche and Zentar, 2020). Improvement of sediment properties by mixing with binders is an acceptable solution in road construction (Wang et al, 2013a; 2013b; 2018; Dubois et al, 2011). The use of sediments in the field of road construction can solve the problems related to sediment management as a waste, but also provide a new source of supply to the road construction sector. The traditional binder used is Portland cement (OPC). However, a variety of different binders exists. Calcium sulfoaluminate cement (CSA) is produced at a lower temperature (1,250°C) than Portland cement (1,450°C), so it can be considered green, low carbon and environmental-friendly binder for sediment solidification. Moreover, it's important to compare the performance of solidified sediments using OPC/CSA single binder and OPC-CSA composite binder. In this study, firstly, the physical characteristics of raw sediments were studied. Secondly, the sediments were treated with 6% different of different binders to improve the compaction and compression strength properties of solidified sediments. The different binders include : 6% OPC, 6%CSA, 6% OPC-CSA(4%OPC+2%CSA). The binder content was set to 6% of the dry mass of the sediment.

II. MATERIALS AND METHODS

2.1 Materials

The sediments were dredged from Dunkirk Harbour in France. The used Portland cement (OPC) was from LafargeHolcim Saint-Pierre-La-Cour company and calcium sulfoaluminate cement (CSA) was from Vicat company.

2.2 Methods

The physical characteristics of the Dunkirk dredged sediments were studied according to the French and/or European standards, including water content (NF EN ISO 17892-1), specific gravity (NF EN ISO 17892-3), Atterberg limits (NF EN ISO 17892-12), organic matter content (XP P 94-047) and particle size distribution (NF EN ISO 8130-13). Then, the modified Proctor tests were carried out according to NF EN 13286-2. After, the cylindrical specimens (D=5 cm, H=10 cm) were prepared with the static compaction method, following the standard NF EN 13286-53. The unconfined compressive strength was measured at 3d and 28d, according to NF EN 13286-41.

III. RESULTS AND DISCUSSION

3.1 Physical characteristics of the studied sediment

The physical characteristics of Dunkirk dredged sediments are shown in Table 1. The initial water content is about 5.20%, measured in the oven at 105°C. The Specific gravity is 2.58 g/cm^3, obtained by using a helium pycnometer. The liquid limit and the plastic limits are 39.5% and 28.0%, respectively. The organic matter content is 7.67%, determined by the ignition test at 450°C. The sediment is composed of 6.97% clay, 39.48% silt and 53.55 % sand.

TABLE 1. Physical characterization of sediments

Parameters	Values
Initial water content (%)	5.20
Specific gravity	2.58
Liquid limit (%)	39.5
Plastic limit (%)	28.0
Plasticity index (%)	11.5
Clay fraction (% < 2 µm)	6.97
Silt fraction (2 µm < % < 63 µm)	39.48
Sand fraction (% > 63 µm)	53.55
Organic contents (%)	7.67

3.2 Compaction properties of the untreated and treated sediments

The effect of different binders on the behavior of dredged sediments under modified Proctor compaction property of sediments are shown in Fig. 1. For the untreated sediment (SD), the maximum dry density is 1.641 g/cm^3, and the corresponding optimum water content is 21.1%. After the addition of 6% OPC (SD6O), 6% CSA (SD6C) and 6% OPC-CSA (SD4O2C), the maximum dry

density changed respectively to 1.574 g/cm³, 1.615 g/cm³ and 1.570 g/cm³, the optimum water content reaches to 21.2%, 20.2% and 22.4%.

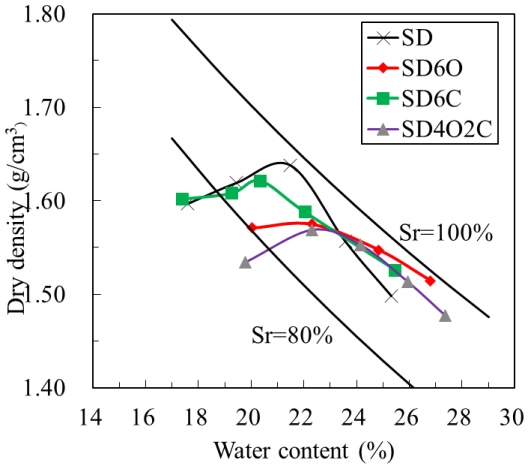


FIGURE 1. Proctor compaction curves

3.3 Compression strength of the untreated and treated sediments

Fig. 2 shows the variation of unconfined compressive strength of untreated and treated sediments specimens. Both binder types and curing time could lead to a changing of the unconfined compressive strength. The untreated sediments (SD) display the lowest unconfined compressive strength value at both 3d and 28d (no change was observed). With the addition of three types of binders, the unconfined compressive strength of treated sediments increases significantly. Under the same amount of treatment (6% of binder content), the composed binder from the OPC-CSA binder displays the best performance, the CSA binder induced the lowest performance, while the performance of OPC is between them.

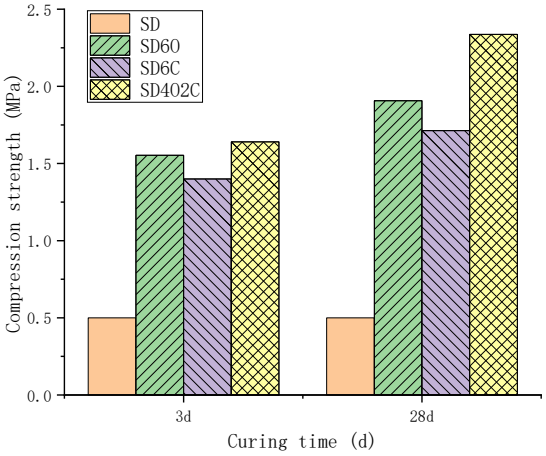


FIGURE 2. Compression strength at 3d and 28d

IV CONCLUSION

This study compares the performance of solidified sediments using OPC, CSA single binder and OPC-CSA composite binder. The compaction and unconfined compressive strength tests indicated that under the same condition, the OPC-CSA binder displays the best performance, the CSA binder has the lowest performance, while the performance of OPC is between them. Therefore, the OPC-CSA binder could be considered the best green binder to replace OPC for the solidification of dredged sediments.

REFERENCES

Hamouche, F., & Zentar, R. (2020). Effects of organic matter on mechanical properties of dredged sediments for beneficial use in road construction. Environmental Technology, 41(3), 296-308. https://doi.org/10.1080/09593330.2018.1497711

Wang, D., Abriak, N. E., & Zentar, R. (2013a). Co-valorisation of Dunkirk dredged sediments and siliceous–aluminous fly ash using lime. Road materials and pavement design, 14(2), 415-431. https://doi.org/10.1080/14680629.2013.779309

Wang, D., Zentar, R., & Abriak, N. E. (2018). Durability and swelling of solidified/stabilized dredged marine soils with class-F fly ash, cement, and lime. Journal of Materials in Civil Engineering, 30(3), 04018013. https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002187

Wang, D., Abriak, N. E., & Zentar, R. (2013b). Co-valorisation of Dunkirk dredged sediments and siliceous–aluminous fly ash using lime. Road materials and pavement design, 14(2), 415-431. https://doi.org/10.1080/14680629.2013.779309

Dubois, V., Zentar, R., Abriak, N. E., & Grégoire, P. (2011). Fine sediments as a granular source for civil engineering. European journal of environmental and civil engineering, 15(2), 137-166. https://doi.org/10.1080/19648189.2011.9693315

Constat d'état, restauration et conservation d'un cadre doré du XIXe siècle – Stratégie mise en place pour un retour en exposition.

Juliette Robin Dupire[1], Anne-Solenn Le Hô[2], Sigrid Mirabaud[3], Charlotte Chastel-Rousseau[4], François Pernot[1], Yannick Mélinge[5]

[1] CYU, *Héritages : Culture/s, Patrimoine/s, Création/s | UMR 9022*

[2] *C2RMF, Chimie ParisTech, PSL Research University, CNRS, Institut de Recherche de Chimie Paris | UMR 8247*

[3] INHA

[4] Musée du Louvre

[5] LRMH, *Centre de Recherche sur la conservation (CRC) | USR 3224*

RESUME

Ce travail présente une partie des recherches menées en conservation-restauration sur l'étude des matériaux de comblement des œuvres muséales en plâtre. Un cadre du XIXe siècle, conservé au musée du Louvre, est étudié et suivi dans le temps afin de caractériser l'évolution de restaurations menées en 2016. Deux techniques de suivi non invasives sont déployées en lien avec le contexte de conservation : la numérisation 3D et l'équipement par capteurs de déplacement, en chargement statique et sans chargement. Les images obtenues par numérisation 3D sont traitées par corrélation et permettent de détecter les éventuelles évolutions de l'état du cadre à intervalles réguliers. Après plusieurs mois de suivi, le cadre ne semble pas présenter de déformations critiques qui pourraient conduire à l'aggravation de facteurs d'endommagement des zones restaurées ou fragiles.

Mots-clefs

Patrimoine, conservation-restauration, comblement, caractérisation, monitoring.

I. INTRODUCTION

Un travail de recherche sur les matériaux de comblement des œuvres en plâtre est engagé depuis 2019 afin d'évaluer le comportement des matériaux originaux et de restauration. Un cadre pour tableaux, restauré entre 2015 et 2016, a été intégré aux travaux afin d'évaluer le comportement des restaurations par une méthode non invasive. Les données collectées sont à relier avec les conditions de conservation, à savoir les conditions de stockage, mais également le climat en réserve muséale (température et taux d'humidité relative) et l'accrochage, qui peuvent influencer

le comportement mécanique des matériaux et de l'artefact. Les observations et les résultats fournissent des renseignements sur les méthodes de comblement et le respect des critères déontologiques tels que la durabilité et l'innocuité, recherchés lors des traitements de restauration.

II. ETUDE ET RESTAURATION D'UN CADRE DU XIXe SIECLE

L'ancien cadre du *Passeur* de Corot (ICMO 190) est un cadre du XIX^{e} siècle, de style Barbizon. Il est composé d'une structure de quatre montants en bois assemblés et ornés de moulures sur la face. Des couches d'encollage et d'apprêt, mélange de colle animale, de $CaCO_3$ et de $CaSO_4$, ont été déposées. Les éléments de décors, moulés en plâtre à part, ont été collés, fixés à l'aide de pointes métalliques, apprêtés puis dorés. Les cadres en bois doré du XIX^{e} siècle sont en général fragiles en raison de leur nature composite et de leur mise en œuvre par assemblage. Soumis à des variations climatiques, des conditions de stockage et des conditions d'accrochage variables, ils présentent bien souvent des altérations structurelles importantes nécessitant des interventions de conservation-restauration. Une étude préalable et une restauration adaptée ont été menées sur le cadre ICMO 190 entre 2015 et 2016. Le cadre présentait notamment des fissures et des déplacages d'ornements sur les quatre montants, avec des lacunes de portions entières de frise d'ornements et des pertes de matière plus localisées. Des éléments de décors au niveau de angles étaient aussi altérés, partiellement lacunaires et fragilisés.



FIGURE 1. Détails du cadre ICMO 190 (côté dextre), avant et après restauration
© Musée du Louvre - G. Vanneste (Institut national du patrimoine).

Les interventions de restauration pour traiter ces altérations ont consisté en un refixage et une consolidation par injection d'adhésif, ainsi qu'une restitution des lacunes, par moulage et collage de nouveaux ornements et par modelage directement en place (Fig. 1). La sélection des matériaux de restitution a été une étape importante dans ces travaux de recherche. Il était nécessaire de formuler un mélange de matériaux types liant-charge compatible et inerte, rhéologiquement adapté, tout en étant distinguable de la matière originale environnante afin de respecter les codes déontologiques de la profession. Le cadre a été placé en réserve au musée du Louvre après la restauration et y est conservé depuis 2016. Une campagne de constat d'état menée dans les collections en 2019 a révélé un début de reprise d'altérations, notamment autour de certains comblements.

III. METHODE DE SUIVI ET RESULTATS

Le cadre est accroché sur une grille métallique fixe à l'aide de crochets et de deux pitons vissés en partie haute sur les montants verticaux, en suspension de type portique. Depuis 2021 il est stocké dans une nouvelle réserve au climat adapté, selon les recommandations générales pour les réserves patrimoniales, avec une température à +/- 20°C et un taux d'humidité relative à +/- 50%. Les campagnes de numérisation 3D sont effectuées depuis juillet 2021 et le suivi par capteurs de déplacement est engagé depuis novembre 2021. Toutefois, dans le cadre de cet article, seuls les résultats obtenus par numérisation 3D sont présentés.

A. Monitoring non invasif

La numérisation 3D est réalisée au moyen d'un scanner portable Go!SCAN 3D (Creaform, AMETEK®). Les données sont traitées au moyen du logiciel VXelements. Jusqu'à présent, quatre relevés ont été effectués en juillet, octobre, novembre 2021 et janvier 2022. Le relevé est instantané et rend compte immédiatement du visuel numérisé. La précision de mesure permet notamment de distinguer les zones fissurées. Le climat de la réserve est monitoré par un thermo-hygromètre. La température à proximité de l'artefact est également relevée par une sonde thermocouple de type K reliée à une centrale d'acquisition.

B. Résultats déjà obtenus

Compte tenu de la résolution des images numérisées, les relevés numériques permettent de distinguer suffisamment de détails tels que les altérations et les zones restaurées. La comparaison d'un relevé par rapport à un autre ne montre pas d'évolution significative même au niveau des zones fragiles type fissures (Fig. 2).

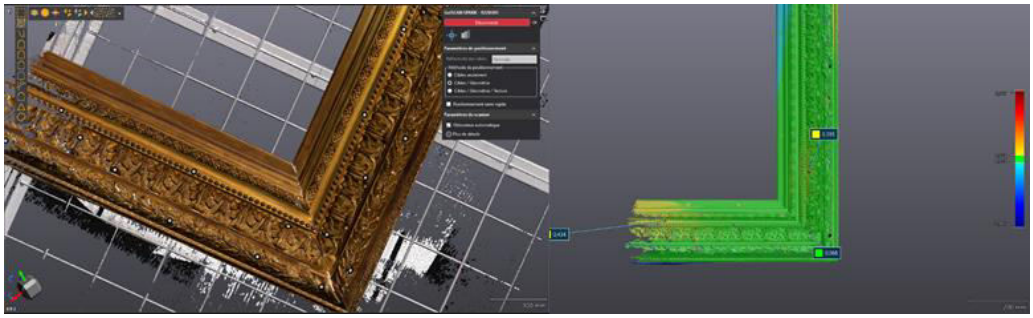


FIGURE 2. **Exemple de l'angle senestre bas numérisé à gauche et deux images corrélées à droite**

© Musée du Louvre – J. Robin Dupire.

IV. CONCLUSION

La méthode développée semble fiable et adaptée pour monitorer les restaurations du cadre ICMO 190 et les types d'altération observés à partir de 2019, qui ont déclenché le suivi de son état de conservation. Les faibles variations climatiques en réserve ne semblent pas influencer de façon significative le comportement de l'artefact depuis le début du suivi en juillet 2021 et son installation dans une nouvelle réserve muséale. Les conditions de conservation du cadre semblent actuellement bien adaptées. Le monitoring est toujours en cours et sera poursuivi dans les mois à venir. Les données acquises par numérisation 3D et par des capteurs de déplacement seront mises en lien avec les propriétés physiques et mécaniques des matériaux originaux et de restauration afin de distinguer des limites de résistance des comblements notamment. Selon les résultats de l'étude, des préconisations de conservation spécifiques pourront être formulées.

REFERENCES

Bergeon, S., Brunel, G., 2014. La restauration des oeuvres d'art : vade-mecum en quelques mots, La nature de l'oeuvre. Hermann, Paris.

Cahn, I., 1987. Les cadres impressionnistes. Rev. Art 76, 57–59. https://doi.org/10.3406/rvart.1987.347631

Chastel-Rousseau, C., Lopez, E., 2017. « S'unir « très doucement avec les couleurs sans les offenser » : redécouverte et restauration d'un cadre des collections du musée du Louvre ». Patrimoines 140–145.

Lopez, E., Lévy, J., Institut, national du patrimoine, 2016. Redécouverte de l'ancien cadre du Passeur de Corot. Etude et conservation - restauration d'un cadre de la fin du XIXe siècle en bois et plâtre doré (Paris, Musée du Louvre): Evaluation de différents matériaux radio-opaques pour la restitution des lacunes. Mémoire de fin d'études d'Elise Lopez (2016). Institut national du patrimoine. Diplôme de Restaurateur du patrimoine - Spécialité Mobilier. s. n., s. l.

Mesure du gonflement-retrait des granulats végétaux par analyse d'image

C. Achour[1,a], S. Remond[1,b] , N. Belayachi[1,c]

[1]*Univ. Orleans, Univ. Tours, INSA-CVL, LaMé – EA7494, 8 Rue Léonard De Vinci, 45072 Orléans, France*

[a]*chafic.achour@univ-orleans.fr,* [b]*sebastien.remond@univ-orleans.fr*, [c]*naima.belayachi@univ-orleans.fr*

RESUME

Le présent travail vise à étudier le gonflement et le retrait des granulats végétaux utilisés pour le développement des matériaux isolants pour le bâtiment. Un protocole expérimental a été adopté avec un cycle d'humidité relative comportant différents paliers permettant un comportement de gonflement-retrait de ces granulats très sensibles à l'humidité et au contact de l'eau. Le but ici, est d'estimer le pourcentage de gonflement/retrait résultant de ces variations dimensionnelles causées par les cycles d'humidification séchage. Après chaque palier, une analyse d'image est réalisée par un microscope optique pour mesurer la dilatation des granulats. Le rapport résultant entre la variation dimensionnelle d'un échantillon et celle de sa masse (due à l'absorption ou désorption de l'eau/vapeur d'eau) est désigné par le coefficient d'expansion ou rétraction hygroscopique β. Les résultats montrent un gonflement important et un comportement qui n'est pas réversible, présentant une hystérésis notable.

Mots-clefs : gonflement, retrait, granulats végétaux, humidité, microscopie.

I. INTRODUCTION

Les avantages hygrothermiques et acoustiques des matériaux biosourcés encouragent de manière importante leur utilisation dans le bâtiment malgré les conséquences parfois négatives de leur caractère hygroscopique. Les granulats végétaux ont une capacité de rétention d'eau intéressante pour assurer le confort hygrothermique. Cependant, les cycles de sorption/désorption de l'humidité s'accompagnent de gonflements/retraits qui peuvent entraîner des variations dimensionnelles importantes au niveau de la paroi (Le Duigou et al., 2015). D'autres auteurs (Gomina et al., 2019) ont montré que ces variations dimensionnelles consécutives aux changements d'humidité peuvent provoquer la dégradation de la matrice et de l'interface granulat/liant. Ce comportement est fortement lié à la composition biochimique, à la morphologie et à la microstructure des granulats végétaux, qui sont variables en fonction de la géographie, du climat et de la maturité de la plante (Viel et al., 2018). Cette dispersion naturelle rend l'étude complexe pour un même type de granulat. Plusieurs études ont été menées sur l'identification du coefficient de gonflement hygroscopique, avec plusieurs méthodes d'identification telles que le microscope optique (Rima et al., 2021) ou la méthode de balayage laser automatisé (Garat et al., 2019).

Dans ce travail, nous proposons une méthodologie pour l'évaluation des variations dimensionnelles des granulats végétaux (paille de blé, paille de colza, et tige de tournesol). Avant l'analyse d'image et la mesure du gonflement/retrait, les granulats ont été exposés à des humidités relatives variables et contrôlées (12%,50%,80%) jusqu'à stabilité de masse provoquant le gonflement, ou le retrait selon que le palier soit une humidification ou un séchage.

II. Matériaux et protocole expérimental

Les granulats étudiés dans ce travail sont la paille de blé, la paille de colza et l'écorce de tournesol récoltés dans la région Centre Val de Loire en 2020. Ces granulats ont été utilisés pour les biocomposites développés pour l'isolation thermique des bâtiments dans d'autres travaux précédents de l'équipe (Belayachi et al., 2013) ; (Brouard et al., 2018). La figure 1 (Fig.1) montre la microstructure de chaque type de granulat et montre la porosité importante à l'origine de leur comportement fortement hygroscopique.

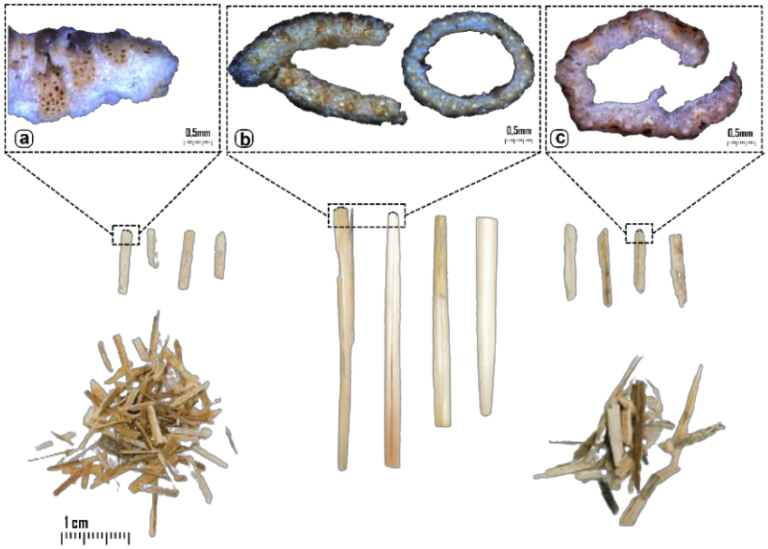


Figure 1: Différents types de granulats étudiés a) Ecorce de tournesol, b) Paille de blé, c) Paille de colza

Ces granulats ont été exposés à un cycle d'humidification (12%, 55%, 80%), et de séchage (80%, 55%, 12%). Une analyse d'image des granulats a été réalisée grâce aux photos prises en utilisant le microscope optique « Leica Microsystems (Schweiz) AG » permettant de mesurer le champ de déplacement des granulats tout au long du cycle de sorption/désorption. Pour assurer la continuité des conditions de prise de photos et des conditions d'humidité, les agrégats sont maintenus sur un support, puis déplacés dans une cellule contenant du gel de silice pour la protection contre la variation de l'humidité relative, et enfin placés dans une chambre climatique pour une exposition cyclique. Les granulats sont ensuite observés au même endroit, par le microscope dont les paramètres sont réglés pour obtenir un taux de conversion pixel-distance unique. L'image est prise à la fin de chaque cycle et après stabilisation de la masse des échantillons avec une différence entre deux mesures consécutives inférieure à 0,5%. Le coefficient d'hygro expansions/contraction est déterminé par la relation suivante (Garat et al., 2019) :

$$\beta \text{ hygro} = \frac{G(\%) ou\ R(\%)}{\Delta m(\%)} \quad (1)$$

Avec : Δm (%) la teneur en eau par rapport à l'état sec (HR12%) pour la phase de sorption, ou la teneur en eau par rapport à l'état humide (HR80%) pour la phase de désorption ; G(%),pourcentage

de gonflement, et R(%), pourcentage de retrait (pourcentages respectifs de variation de l'épaisseur pour la phase de sorption et désorption).

III. Résultats et discussion

La figure 2 (Fig.2) présente un exemple d'analyse de photos pour la paille de blé au cours d'un cycle humidification-séchage. Une observation comparative des images permet de noter un gonflement du granulat quand l'humidité passe de 12% à 80% et un retrait dans le sens inverse sans retour à l'état initial. Les brins de paille se dilatent et provoquent une augmentation/diminution de la surface de la porosité interne des granulats résultant de la sorption/désorption. L'apparition de moisissures est également observée dans certains cas (ligne 1, Fig. 2) quand le temps d'exposition aux humidités importantes est plus long.

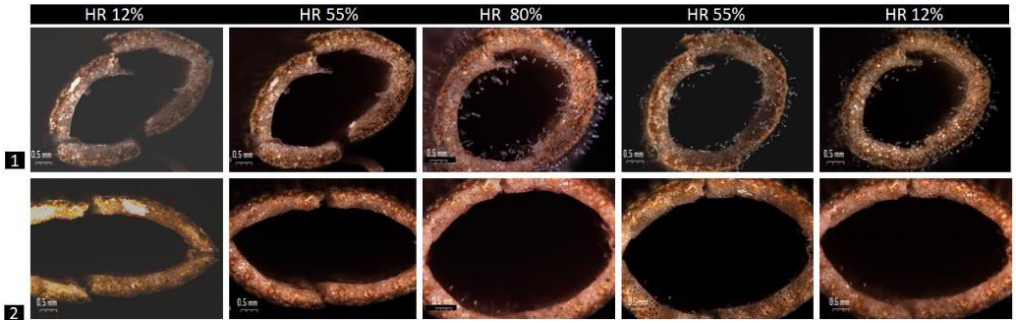


Figure 2 : Observation microscopique de la paille de blé suivant plusieurs humidité relative

La figure 3 (Fig.3) montre les variations dimensionnelles des granulats en fonction des humidités relatives des paliers utilisés dans l'étude. Les courbes montrent un comportement avec une hystérésis importante entre le gonflement et le retrait pendant la sorption et la désorption de l'humidité, un comportement typique aux matériaux fortement hygroscopiques. Le comportement en gonflement retrait est par conséquent loin d'être réversible. Les mesures montrent que les granulats gonflent de manière très importante avec un pourcentage moyen de 21±2%, 5±1%, 14±1% respectivement pour la paille de blé, l'écorce de tournesol, et la paille de colza. Le rétrécissement dans le chemin de séchage est moins significatif avec une moyenne de 13±2%, 3±1 %, 10±1% respectivement pour la paille de blé, l'écorce de tournesol, et la paille de colza.

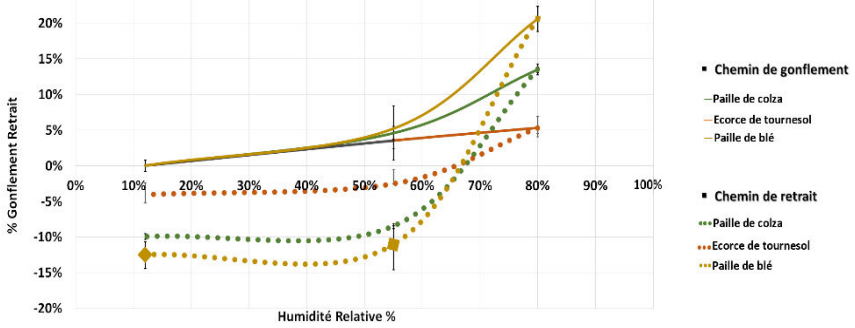


Figure 3 : Pourcentage de la variation de gonflement et retrait par rapport à l'humidité relative pour la paille de blé, l'écorce de tournesol et la paille de colza

Le tableau 1 présente les coefficients d'hygro expansions-rétraction des granulats végétaux étudiés, calculés entre 12% et 80% d'humidité relative à 23°C. Ce coefficient varie entre la phase de gonflement et la phase de retrait et est lié au phénomène d'hystérésis que présente ces matériaux d'un granulat à l'autre en raison de leur structure poreuses (Bouasker et al., 2014; Broard et al. 2018)

Tableau 1 : les coefficients d'hygro expansions/retrait des granulats étudiés

	Sorption		Désorption	
Granulat	**%Gonflement**	**βs, hygro**	**%Retrait**	**βs, hygro**
Paille de blé	21±2%,	4,3572	13±2%,	2,2741
Paille de colza	14±1%	2,8089	10±1%	1,7357
Ecorce de tournesol	5±1%,	0,7134	3±1	0,5874

IV. Conclusion

L'effet de la variation d'humidité relative sur les différents granulats a été étudié. L'hygro-expansion est aussi mesurée grâce à un protocole d'analyse d'image de microscope, mettant en évidence la variation dimensionnelle des granulats végétaux. L'hystérésis trouvée dans la courbe de gonflement humidité avec la même que la courbe de sorption et désorption de rétention d'eau de ces granulats.

Grâce au protocole expérimental mis au point, les coefficients d'hygro-expansion ont été déterminés et montrent non seulement l'impact de l'humidification séchage, mais aussi l'influence du type de granulats et de sa microstructure sur son évolution. Par ailleurs, il convient après ces résultats de noter l'importance d'étudier le gonflement/retrait des biocomposites pour la mise en évidence de ce phénomène afin de prévoir des solutions de mise en œuvre.

REFERENCES

Belayachi, N., Bouasker, M., Hoxha, D., Al-Mukhtar, M., 2013. Thermo-Mechanical Behaviour of an Innovant Straw Lime Composite for Thermal Insulation Applications. Appl. Mech. Mater. 390, 542–546. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.390.542

Bouasker, M., Belayachi, N., Hoxha, D., Al-Mukhtar, M., 2014. Physical Characterization of Natural Straw Fibers as Aggregates for Construction Materials Applications. Materials 7, 3034–3048. https://doi.org/10.3390/ma7043034

Brouard, Y., Belayachi, N., Hoxha, D., Méo, S., Abdallah, W., 2017. Hygrothermal Behavior of Clay - Sunflower (*Helianthus annuus*) and Rape Straw (*Brassica napus*) Plaster Bio-Composites for Building Insulation. Adv. Eng. Forum 21, 242–248. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AEF.21.242

Garat, W., Moigne, N., Corn, S., Beaugrand, J., Bergeret, A., 2019. Swelling of Plant Fibers under Hygro/Hydrothermal Conditions: Determination of Hygro/Hydroexpansion Coefficients. Rev. Compos. Matér. Avancés 29, 225–232. https://doi.org/10.18280/rcma.290406

Le Duigou, A., Bourmaud, A., Baley, C., 2015. In-situ evaluation of flax fibre degradation during water ageing. Ind. Crops Prod. 70, 204–210. https://doi.org/10.1016/j.indcrop.2015.03.049

Garat, W., Moigne, N., Corn, S., Beaugrand, J., Bergeret, A., 2019. Swelling of Plant Fibers under Hygro/Hydrothermal Conditions: Determination of Hygro/Hydroexpansion Coefficients. Rev. Compos. Matér. Avancés 29, 225–232. https://doi.org/10.18280/rcma.290406

Gomina, M., Rouch, M., Roy, A., Duriatti, D., 2019. Représentativité des essais de vieillissement accélérés dans le cas des composites biosourcés incorporant des fibres végétales 11.

Rima, A., Abahri, K., Bennai, F., El Hachem, C., Bonnet, M., 2021. Microscopic estimation of swelling and shrinkage of hemp concrete in response to relative humidity variations. J. Build. Eng. 43, 102929. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.102929

Viel, M., Collet, F., Lanos, C., 2018. Chemical and multi-physical characterization of agro-resources' by-product as a possible raw building material. Ind. Crops Prod. 120, 214–237. https://doi.org/10.1016/j.indcrop.2018.04.025(Belayachi et al., 2013)

Application des fillers sédiments dans les asphaltes coulés

Fouad BELAYALI, Walid MAHERZI, Mahfoud BENZERZOUR, Nor-Edine ABRIAK

Univ. Lille, Institut Mines-Télécom Nord Europe, Univ. Artois, Junia, ULR 4515 – LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, F-59000 Lille, France

RESUME

Cette étude a pour objectifs l'optimisation de l'intégration des sédiments de dragage en tant que fillers dans des formulations de matériaux hydrocarbonés type « asphalte coulé » pour les application d'étanchéités. Pour ce faire quatre sédiments fluviaux de la région Haute de France (Aire sur la Lys (ASL) , Communauté urbain d'Arras (ARS) , (Métropole européenne de Lille (MEL) et Noyelles sous Lens (NSL)), ont été étudiés afin d'identifier l'impact de l'intégration des sédiments dans les formulations d'asphaltes, des mortiers d'asphalte purs ont été formulés (AP1). Les résultats indiquent que l'utilisation de certains sédiments comme ASL et ARS en substitution partielle des fillers calcaires présentent des performances mécaniques. Par ailleurs, les sédiments MEL et NSL montrent que leur utilisation est très limitée à cause de leur teneur élevée en matières organiques ainsi que le taux important des vides intergranulaire (RV). Ceci entraine une surconsommation et une forte absorption du liant. Le traitement thermique de ces sédiments par calcination à 550C° permet d'éliminer la matière organique et leurs incorporations dans la matrice hydrocarbonée donnent des résultats meilleurs et promoteurs en comparaison avec celles à l'état brut avec une amélioration des performances mécaniques jusqu'à 80% pour le sédiment NSL.

Mots clés : Economie circulaire, Filler, Bitume, Calcination, Indentations, Asphalte d'étanchéité

1. Introduction

Le territoire français compte plus de 525 000km de cours d'eau, avec en moyenne 6 million de M³ de sédiments dragués, dont une partie non négligeable qui peut être contaminés par des métaux lourd et/ou de contaminants organiques, ce qui peut limiter leurs réutilisation (Alzieu 1999)(Berteau I, Martin S 1993). Face à cette problématique, la gestion de ces sédiments peut participer à alimenter le marché en matières premières secondaires (matériaux alternatifs). En effet, plusieurs travaux de recherche ont été initiés afin d'étudier les possibilités de valorisation de ces sédiments comme matières premières secondaires dans différentes filières du domaine du génie civil telles que : techniques routières(DUBOIS, 2006 ; TRAN, 2009), fabrication de briques (HAMER & KARIUS, 2002), substitution pour fabrication de liants hydrauliques (DALTON et al., 2004). Plusieurs de ces travaux sont inscrits dans la démarche nationales SEDIMATERIAUX.

Les quantités d'asphaltes d'étanchéité utilisées, chaque année en France, représentent environ 200 000 tonnes. La composition type d'un asphalte d'étanchéité contient du sable et des fillers calcaires qui représentent

2. Objectif de l'étude

A terme, ce travail permettra de créer, de nouveaux produits (asphaltes d'étanchéités) à base de sédiments, ce qui contribuera à dynamiser et à améliorer la compétitivité de ce secteur ainsi que le développement des entreprises régionales et nationales. Ceci contribuera également à la création de nouvelles opportunités d'emploi tout en préservant notre environnement. D'un point de vue scientifique, la démarche proposée est une première mondiale par la nature des applications cibles (asphalte d'étanchéité).

3. Méthodologie

Dans la présente étude, une caractérisation physico-chimique et minéralogique des sédiments a été réalisée (tableau 1) afin de relever les caractéristiques initiales granulométrie, matière organique perte au feu, argilosité, les vides intergranulaire (RV) qui a une influence considérable sur les propriétés des mastics. Une augmentation de la porosité des échantillons de filler peut entrainer une augmentation de la rigidité de l'asphalte (Grabowski and Wilanowicz 2008)(Ładygin BJ 1972)(Raciborski R (1977) capacité d'absorption. Ces sédiments ont subi deux traitements, le premier est la correction granulaire de tous les sédiments <125µm à l'aide d'un broyage fin et le seconde par calcination des sédiments organique tels que MEL et NSL. Des mélanges de l'asphalte coulé de type AP1 ont été réalisé à base des fillers sédiments en substitution partielle et deux type de liant bitumineux (35/50) et (50/70) afin d'étudier l'influence de bitume sur ces fillers sédiments. Un plan d'expérience à l'aide du logiciel « expert design » a été adopté pour sortir neuf mélanges (tableau .2).

La caractérisation des éprouvettes de l'asphaltes coules ont été effectué à l'aide d'un indentomètre conçu pour ce type d'asphalte afin de valider l'admissibilité des asphaltes. La (Figure.1) illustre les principales étapes de formulation



Figure 1 étapes de formulation

4. Résultats et discussion

La distribution granulométrique des grains, obtenus par diffraction laser et les résultats de VBS, ont confirmés que les sédiments sont principalement composés de sable limoneux. La diffraction au rayons X de ces sédiments présentent une majorité élémentaire de quartz (SiO_2), avec des pics très important pour les deux sédiments ASL et ARS, en outre de moyenne pics de calcite ($CaCO_3$) enregistrés pour le sédiment NSL et moins important pour d'autres sédiments. D'après les résultats obtenus, le sédiment NSL enregistre la valeur la plus élevée avec 17% de carbonates, tandis que le sédiment ASL marque la plus faible avec 6.5% de carbonates environ. Cependant en liaison avec la norme NF P94-048 de classification des matériaux en carbonates, il s'avère que les sédiments ASL et ARS ont des teneurs en carbonates faible (Figure.2), ce qui leur donne un caractère des matériaux non calcaires. En effet les sédiments NSL et MEL sont les plus organiques avec des teneurs de 10 et 13 % respectivement, en revanche les sédiments ASL et ARS présentent les valeurs de 5 et 9 % environ. En outre les

augmentation de la quantité de bitume dans la matrice.(Sangiorgi et al. 2017) .Les valeurs f/b max obtenues lors du test d'absorption correspond à une condition d'état limite de la consistance des mastics. Par conséquent la valeur la plus élevée ont été obtenue pour le sédiment brute ASL (moyenne 0.95), les sédiments calcinés présentent des valeurs aussi meilleures que ceux enregistrées à l'états bruts, le rapport f/bmax du sédiment brute MEL passe de 0.55 à MELC 0.99 ce qui explique l'avantage de la calcination sur la phénomène d'absorption

Tableau 1 propriétés physiques

Mélange	Bitume (%)	F.C (%)	F.Séd (%)	Sable (%)
Ref	22	42	0	40
M1	18	35,7	6,3	40
M2	18	29,4	12,6	40
M3	18	37,8	4,2	40
M4	22	29,4	8,6	40
M5	21	32,05	6,95	40
M6	20	36,47	2,87	40
M7	20	29,4	10,6	40
M8	22	33,7	4,3	40

Tableau 2 **Mélanges d'asphalte d'étanchéité (AP1)**

filler	M.V (g/cm³)	SS-B (cm2/g)	OM (%)	LOI (%)	RV (%)	MBV (g/100g)	W (%)
ASL	2,61	2642	5.82	7,96	45	1,8	2,08
ARS	2,53	2373	9,61	11,14	47	1,6	2,78
MEL	2,45	2800	10,63	11,56	49	1,4	2,16
NSL	2,39	2713	13,15	14,93	50	1,7	2,45
MELC	2,71	2518	0,33	0,43	47	1,3	0,12
NSLC	2,72	3341	0,61	0,78	48	1,6	0,1
LF	2,76	2230	0	0	43	0,93	0,01

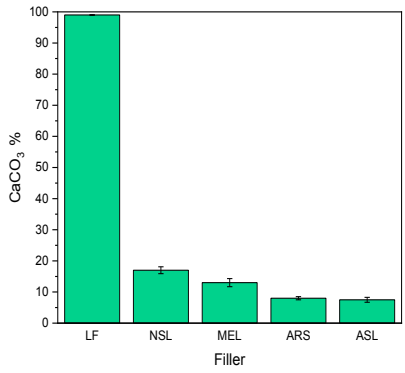


Figure 2 teneur en carbonates

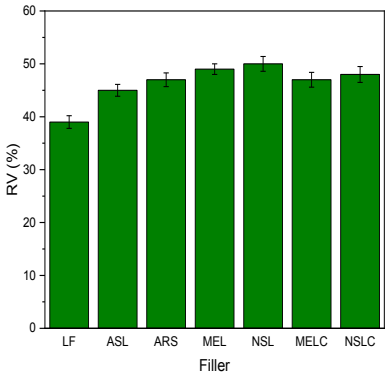


Figure 3 vides intergranulaire (RV)

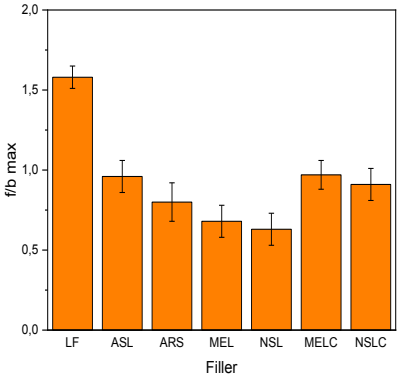


Figure 4 Rapport d'absorption

La Figure 5 présente une très bonne corrélation entre les vides de Rigden et la matière organique. Plus la valeur de la matière organique est, plus élevé les vides de Rigden sont élevés. En outre une corrélation inversement proportionnelle du rapporte f/b max avec la matière organique., en d'autres termes, plus de matière organique dans les sédiments plus le rapport f/bmax est faible (Figure 6). Par conséquent, ces deux essais (RV

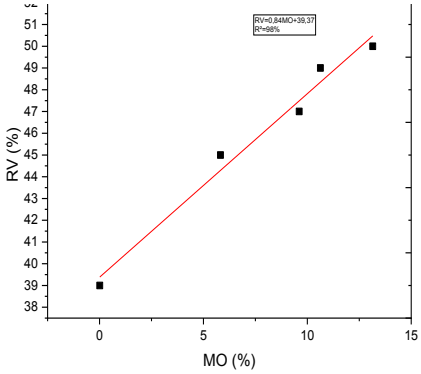


Figure 5 **Corrélation RV -MO**

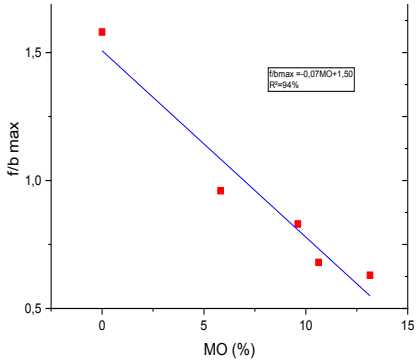


Figure 6 **Corrélation f/b max-MO**

Le test d'indentation, avec l'indice de dureté, a été établi dans les normes européennes EN 12697-1 sur les asphaltes coulés comme test de référence pour représenter la capacité d'un matériau à résister à la déformation permanente. En effet la plage d'indentation admissible de l'application étudier asphalte coulé pure (AP1) comprise entre 70 <I< 100. La (Figure 7) montrent les résultats d'indentation de l'asphalte coulé à base des fillers sédiments bruts et un mélange référence à base de filler calcaire, le bitume utilisé est de grade 35/50.Deux mélanges qui sont admissible M4 et M8 seulement avec le sédiment ASL utilisant la quantité maximum de liant (22%), les autres mélanges ont des valeurs en dessous de 70 1/10mm ces résultats insatisfaisants causé par la présence de la matière organique déjà caractérisé , également la minéralogie de ces sédiments qui présentent des teneurs faible en carbonates Les asphaltes coulés fabriqués à base des fillers sédiments calcinés montrent des résultats impressionnants, la (Figure 8) présente les indentations de l'asphalte à base de filler MEL et MELC dont la différence d'indentation est très importante. En effet le taux de croissance de certains mélanges tel que M4 est de l'ordre de 80%, quatre mélanges admissible de MELC contre aucuns mélanges de MEL, en outre on constate le même comportement pour les mélanges à base de NSLC (Figure.9) qui présente un taux de croissance environ 60%. L'effet de grade de bitume sur les fillers sédiments illustré dans la (Figure 10), une augmentation notable des valeurs d'indentations, cinq mélanges principales de l'asphalte ASLB (Bitume 50/70) admissible contre deux seulement pour les mélanges de ASL (Bitume 35/50) (Figure.9).Selon les résultats de prédictions faites par le plan d'expérience (Figure.12) une grande possibilité de substitué ces fillers sédiments allant jusqu'à 28% dont le taux de bitume n'excède pas les 19% de filler sédiment en utilisant le grade de (50/70) .En revanche le taux de substitution ne dépasse pas les 23% pour les mélanges à base de bitume grade (35/50) dont le taux de bitume est de 22%

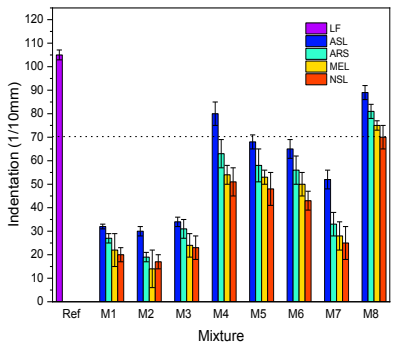


Figure 7 **Indentation des asphaltes sédiment bruts**

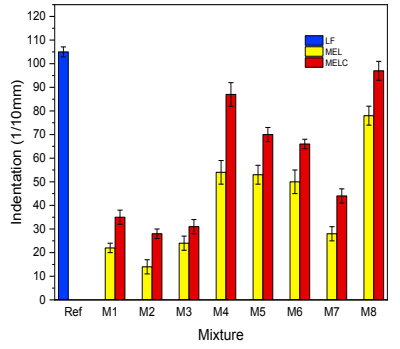


Figure 8 **Indentation asphalte MEL-MELC**

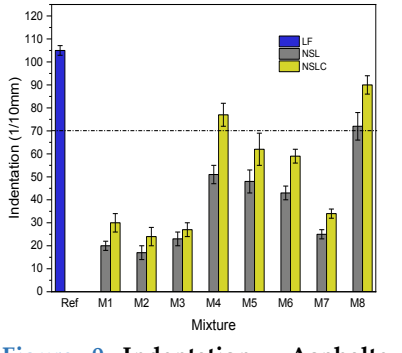


Figure 9 **Indentation Asphalte NSL-NSLC**

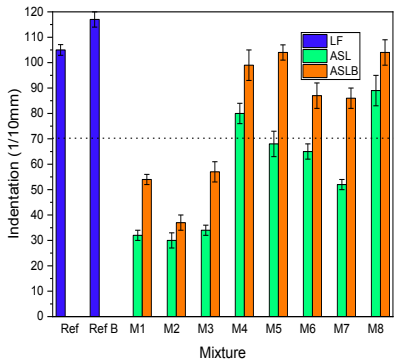


Figure 10Indentation asphaltes bitume 50/70

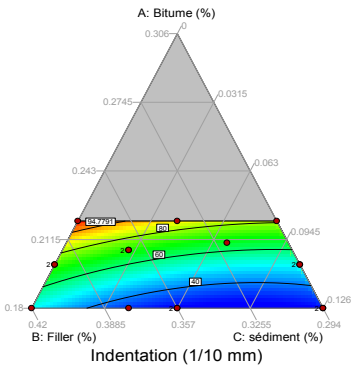


Figure 11 Indentation asphaltes ASL- bitume 50/70

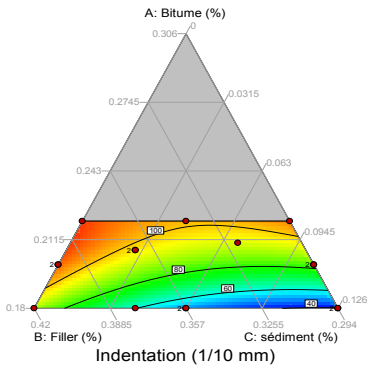


Figure 12 Surface Indentation Asphalte ASL -Bitume 50/70

5. Conclusion

- Les sédiments de dragage sont des particules fines avec une minéralogie dont le quartz est l'élément dominant, la teneur de la matière organique varie et dépendante du site de prélèvement.
- La matière organique de ces sédiments favorise l'absorption du liant bitumineux, ainsi l'influence sur les propriétés physiques tel que l'augmentation des vides intergranulaire.
- L'asphalte coulé est une application qui ne nécessite aucun compactage lors de sa mise en œuvre, et l'ouvrabilité est un facteur très essentiel, alors le matériau doit respecter certain valeur d'indentation, pour l'application AP1 entre 701/10mm<I<100 1/10mm.
- Les fillers sédiments bruts MEL et NSL ne sont pas favorable pour les substitués dans la matrice d'asphalte vue leurs teneurs élevées de la matière organique qui empêche l'ouvrabilité
- Le filler sédiment ASL peut être substitué avec un pourcentage allant jusqu'à 23%, à condition d'utilisé le maximum de bitume environ 22%
- La calcination des fillers sédiment peuvent donner des résultats impressionnâtes avec un taux de croissance jusqu'à 80%.
- Utilisation d'un grade de bitume plus mou (50/70) peut être une solution cruciale afin d'avoir des indentations satisfaisantes et des taux de substitution allant jusqu'à 28% avec un pourcentage qui n'excède pas les 19% du liant bitumineux.
- Economiquement un gain de 28% de filler en utilisant un grade de bitume mou avec des quantités de bitume réduits (19%)

6. Références

ALZIEU C. (1999). Dragages et environnement. Etat des connaissances. *Ifremer Publications*. 220 p.

DUBOIS V. (2006). Etude du comportement physico-mécanique et caractérisation environnementale des sédiments marins – Valorisation en technique routière. *Thèse de doctorat, ENSM de Douai-Université d'Artois*, 189p.

HAMER K., KARIUS V. (2002). Brick production with dredged harbour sediments. An industrial-scale experiment. *Waste Management* 22, pp 521–530Alzieu, Claude. 1999. "Dragages et Environnement Marin." Rapport IFREMER 223Antunes, V., A. C. Freire, L. Quaresma, and R. Micaelo. 2017. "Evaluation of Waste Materials as Alternative Sources of Filler in Asphalt Mixtures." *Materials and Structures/Materiaux et*

Berteau I, Martin S, Vassiliadis A. 1995. "Le Curage Des Cours d'eau et Les Elementstraces Toxiques." *Le Courrier de l'environnement de l'INRA* 20:27–35.

Grabowski, Wojciech and Jaroslaw Wilanowicz. 2008. "The Structure of Mineral Fillers and Their Stiffening Properties in Filler-Bitumen Mastics." *Materials and Structures/Materiaux et Constructions* 41(4):793–804.

Sangiorgi, Cesare, Piergiorgi Tataranni, Francesco Mazzotta, Andrea Simone, Valeria Vignali, and Claudio Lantieri. 2017. "Alternative Fillers for the Production of Bituminous Mixtures: A Screening Investigation on Waste Powders." *Coatings* 7(6).

Ładygin BJ, Jacevicˇ JK (1972) Procˇnost i dolgovecˇnost Asfaltobetona (in Russian). *Nauka i Technika, Soviet Union, Minsk*

Raciborski R (1977) Analiza wplywu maczek mineralnych na wlasciwosci mas bitumicznych (in English: Analysis of influence of mineral dusts on properties of Hot Mix Asphalt). *Prace IBDiM*, nr 2–3, *Poland*

Impact des microorganismes sur le comportement des matériaux biosourcés : dénombrement, caractérisations mécaniques et thermiques

Mohamad El Hajjar[1], Sylvain Bourgerie[2], Naima Belayachi[1], Fabienne Brulé-Morabiot[3]

[1] *Univ. Orléans, Univ. Tours, INSA-CVL, LaMé – EA794, 8 rue Léonard de Vinci, F-45072, Orléans, France*

[2] *Univ. Orléans LBLGC – EA1207, INRAe USC1328, BP6759, F-45067, Orléans, France*

[3] *Centre de Biophysique Moléculaire, CNRS UPR 4301, Affilié avec l'Université d'Orléans – Pôle Universitaire Centre Val de Loire, Rue Charles Sadron, 45071 Orléans Cedex 2, France*

mohamad.el-hajjar@univ-orleans.fr ; sylvain.bourgerie@univ-orleans.fr ; naima.belayachi@univ-orleans.fr ; fabienne.brule@cnrs.fr

RESUME L'objectif de cette recherche est d'évaluer l'impact du développement des microorganismes sur le comportement des matériaux biosourcés destinés à l'isolation thermique des bâtiments. L'étude s'intéresse plus particulièrement à deux biocomposites avec deux formulations différentes à base de paille de blé, de chaux préformulée Tradical PF70, et des additifs issus de biomasses animales. Un dénombrement des microorganismes, avec deux milieux de culture différents, a été réalisé sur ces matériaux après un vieillissement accéléré pendant 6 mois dans des conditions favorisant le développement microbien. Les propriétés mécaniques et thermiques ont été étudiées après l'exposition des échantillons aux conditions de vieillissement permettant d'évaluer l'impact du développement microbien. Ce développement a dégradé les propriétés fonctionnelles d'un des deux matériaux, contenant des biomasses naturelles qui ont favorisé ce développement microbien.

Mots-clefs matériaux biosourcés, dénombrement, résistance de compression, conductivité thermique

I. INTRODUCTION

Ces dernières années, le développement des matériaux éco-biosourcés, à base de granulats végétaux, a pris un intérêt important et plus particulièrement pour l'isolation thermique et la réhabilitation énergétique des bâtiments (Belayachi et al. 2013, Ismail et al. 2020). Mais, l'absence de normes et de règles d'application spécifiques n'assure pas encore la bonne maitrise de leur utilisation. Leur présence dans des conditions d'utilisation environnementales et/ou accidentelles (usage dans des salles à forte humidité, dégâts des eaux, …), peut les exposer à un excès d'humidité. Ce contact permanent avec l'eau ou une humidité importante, et la nature biologique des matériaux peut être à l'origine d'un développement microbien. Des recherches sont faites d'une part sur les méthodes d'investigations microbiennes sur des matériaux de construction (Verdier et al. 2014), et d'autre part sur l'impact des microorganismes sur le béton chanvre (Marceau et al. 2016).

Ce travail s'inscrit dans le cadre du projet de recherche MATBIO financé par la Région Centre Val de Loire. L'objectif du projet est d'étudier la biodégradation des matériaux biosourcés (dénombrement microbien et identification des micro-organismes) et de comprendre l'impact de ces mécanismes sur ces propriétés fonctionnelles. Dans cet article, nous nous intéressons à deux matériaux biosourcés issus des travaux précédents de l'équipe (Belayachi et al. 2013, Ismail et al. 2020), à base de paille céréalière préparés selon deux formulations différentes. Ces matériaux ont fait l'objet d'un apport d'additifs d'origine biologique. Après la cure de 28 jours, les échantillons ont été conservés dans des conditions de vieillissement microbien accéléré avec des conditions constantes d'humidité et de température de 90% et 30°C respectivement pendant 3 et 6 mois. Cet article présente les premiers résultats obtenus en termes de dénombrement des microorganismes et d'évaluation de leur impact sur les propriétés mécaniques et thermiques des matériaux choisis.

II. MATERIAUX ET METHODES

A. Matériaux

Les deux matériaux étudiés ici soumis à un vieillissement microbien accéléré ont été développés dans les travaux précédents pour l'isolation thermique des bâtiments. Le premier matériau MAT1 (Figure 1 à gauche) à base de paille et de chaux (Belayachi et al. 2013) est préparé en utilisant des rapports de Granulat/Liant (G/L) de 0,2 et d'Eau/Liant (E/L) de 1,1. Le deuxième matériau MAT2 (Figure 1 à droite) (Ismail et al. 2020) a été préparé avec le même rapport E/L= 1,1 et un rapport plus grand Granulat-Liant (G/L) de 0,3 avec l'utilisation de deux additifs d'origine animale : 5% d'hémoglobine pour créer une porosité plus importante dans la matrice et 2,5 % de caséine pour augmenter la résistance mécanique.



FIGURE 1. Matériaux biosourcés à base de paille : MAT1 (à gauche) et MAT2 (à droite)

B. Technique de dénombrement (numération)

Le but de la technique de dénombrement est de déterminer la concentration en microorganismes présents pour une quantité donnée de matériau. La procédure a été réalisée comme suit : (1) Infusion pendant 10 min du Granulat (5 g) dans de l'eau peptonée stérile (50 ml) (2) Dilution de l'eau d'infusion au cinquième (3)* Mise en culture des microorganismes sur Gélose à l'Extrait de Levure (GEL) : un milieu spécifique pour la culture des microorganismes aérobies et anaérobies, en majorité de type bactéries (3)** Mise en culture des microorganismes sur milieu à l'Extrait de Pomme de Terre (EPT) : un milieu spécifique pour les aérobies seulement, en majorité de type champignons. (4) Dénombrement des microorganismes après 4 jours d'incubation à 25 ^{0}C.

C. Essais mécaniques et thermiques

Le test de compression uniaxiale a été réalisé sur des échantillons mesurant 200x100x100 mm en utilisant une presse de compression Instron avec une vitesse de 0,5 mm/min. La mesure de la conductivité thermique des matériaux avant et après vieillissement microbien a été réalisée sur des échantillons d'une taille de 100x100x 50 mm en utilisant la méthode du fil chaud.

III. RESULTATS ET DISCUSSION

L'évolution du nombre d'UFC/g en fonction du temps est présentée dans la Figure 2 pour les deux matériaux biosourcés MAT1 et MAT2, avec les deux milieux de culture utilisés : le GEL et l'EPT.

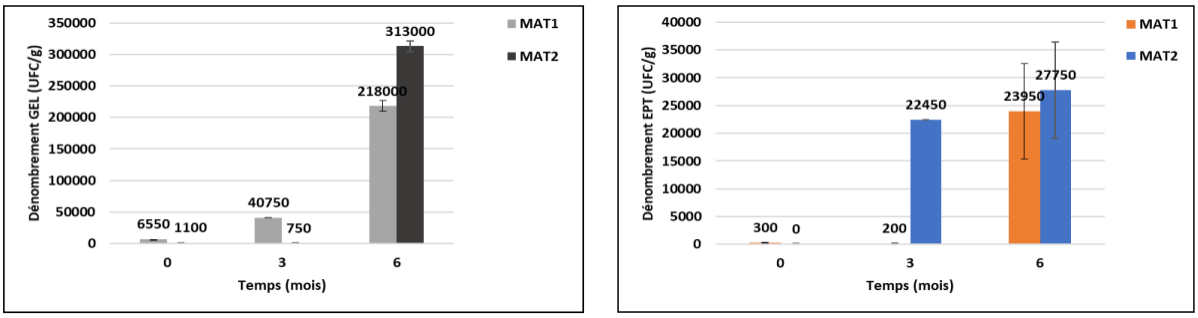


FIGURE 2. Dénombrement en fonction du temps (0, 3 et 6 mois) des colonies microbiennes (UFC (units forming colony)/g de matériaux) présentes sur milieux GEL à dilution de 10^{-4} (à gauche) et EPT à dilution 10^{-1} (à droite), à partir des matériaux MAT1 et MAT2 (moyenne ± ES ; n=2)

Les résultats du dénombrement sur le milieu GEL montrent (1) pour MAT1 une augmentation progressive du nombre de bactéries entre l'état initial et après vieillissement de 3 et 6 mois et (2) pour MAT1 et MAT2, une importante augmentation à 6 mois. En parallèle, sur le milieu EPT, on observe pour MAT2 une augmentation progressive du nombre des champignons entre 0, 3 et 6 mois alors que, MAT1 montre une importante augmentation à 6 mois. En comparant les deux matériaux, MAT2 a permis le développement de davantage de bactéries et de champignons que MAT1, à cause de sa composition ; MAT2 renferme en effet deux additifs, l'hémoglobine et la caséine, qui sont des biomasses d'origine naturelle favorisant le développement microbien.

La Figure 3 illustre l'évolution de la résistance de compression et de la conductivité thermique en fonction du temps des matériaux MAT1 et MAT2.

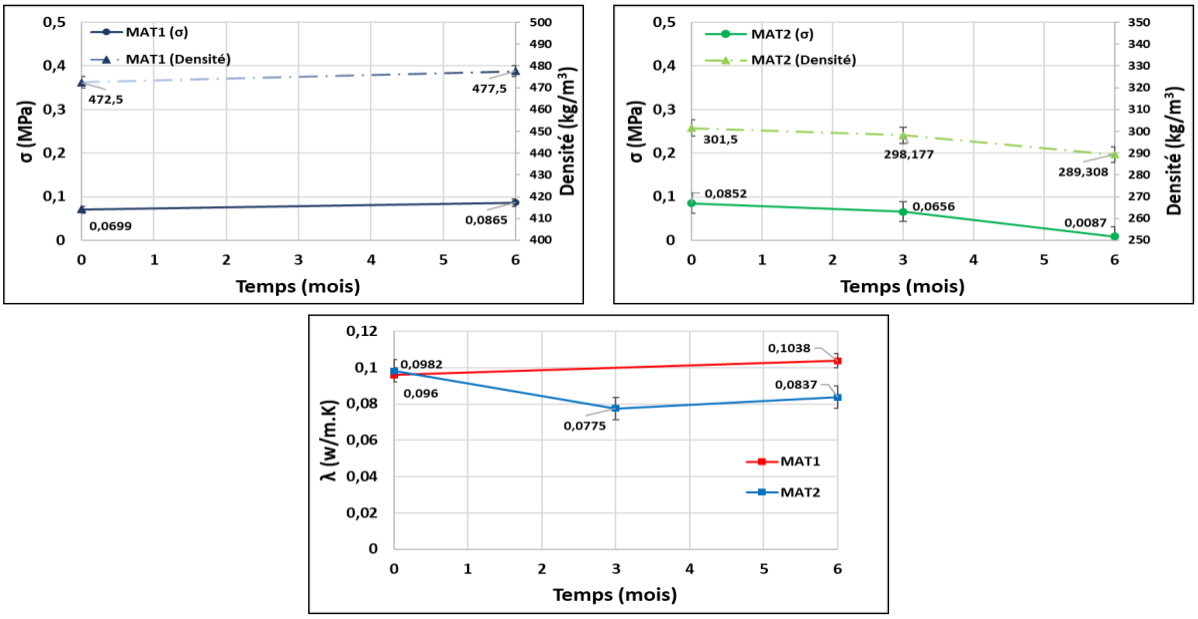


FIGURE 3. Résistance de compression (MAT1 en haut à gauche, MAT2 en haut à droite) et conductivité thermique (MAT1 et MAT2 figure en bas) en fonction du temps (0, 3 et 6 mois)

Le développement microbien observé sur MAT2 semble influencer la résistance mécanique de ce matériau avec une diminution de 86,6% entre 3 et 6 mois de vieillissement accéléré. Tandis que la

résistance mécanique de MAT1 n'a pas été modifiée pour cette même période. Il convient de noter également que le matériau MAT2 a montré une légère dégradation surfacique des échantillons.

De même, la conductivité thermique du MAT2 a diminué de 21% entre 0 et 3 mois. Tandis que pour MAT1, cette conductivité reste constante après ces conditions de vieillissement accéléré.

En comparant le comportement de deux matériaux, la biodégradation semble être à l'origine de la diminution de la résistance mécanique et la conductivité thermique, sans exclure complètement les changements de porosité liés au phénomène de carbonatation du liant. Cette biodégradation est liée non seulement aux granulats végétaux mais aussi aux additifs d'origine animale (hémoglobine et caséine) présents dans le matériau MAT2. Ces additifs constituent un environnement favorable au développement microbien à cause de leur composition riche en nutriment (magnésium, potassium, calcium). Le liant à base de chaux a un effet plus curatif grâce à son alcalinité (Delannoy et al. 2020). Si on considère que le problème de l'interface granulat-liant qui peux influencer les propriétés est le même pour les deux matériaux, cette dégradation significative est en lien direct avec la biodégradation de la biomasse plus importante dans le matériau MAT2.

IV. CONCLUSION

L'objectif de ce travail est d'évaluer le développement des microorganismes et leur impact sur le comportement des matériaux biosourcés. Le vieillissement accéléré mis en œuvre a permis de suivre le développement microbien et son impact sur leurs propriétés. Les deux milieux de culture utilisés sont appropriés pour suivre la culture des bactéries et des champignons sur les matériaux d'étude. Les résultats de dénombrement ont montré un développement important des microorganismes entre 3 et 6 mois. Cependant, l'impact de ce développement microbien sur les deux matériaux était différent avec un effet plus significatif sur les propriétés physiques et mécaniques du matériau à base de paille chaux et renfermant les additifs de nature biologique.

V. REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient « La Région Centre Val de Loire » pour le soutien financier du projet de recherche MATBIO.

REFERENCES

Belayachi, Naima, Marwen Bouasker, Dashnor Hoxha, et Muzahim Al-Mukhtar. « Thermo-Mechanical Behaviour of an Innovant Straw Lime Composite for Thermal Insulation Applications ». Applied Mechanics and Materials 390 (août 2013): 542-46. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMM.390.542.

Delannoy, Guillaume, et al. "Durability of hemp concretes exposed to accelerated environmental aging." Construction and Building Materials 252 (2020): 119043.

Ismail, Brahim, Naima Belayachi, et Dashnor Hoxha. « Optimizing Performance of Insulation Materials Based on Wheat Straw, Lime and Gypsum Plaster Composites Using Natural Additives ». *Construction and Building Materials* 254 (septembre 2020): 118959. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118959.

Marceau, Sandrine, Sabine Caré, et Pilar Lesage. "Matériaux biosourcés et naturels pour une construction durable." Séminaire MABIONAT. 2016.

Verdier, Thomas, Marie Coutand, Alexandra Bertron, et Christine Roques. « A Review of Indoor Microbial Growth across Building Materials and Sampling and Analysis Methods ». Building and Environment 80 (octobre 2014): 136-49. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2014.05.030

Influence de vitesse d'air sur la valeur tampon hygrique de matériaux de construction.

Sana KHALED, Florence COLLET, Sylvie PRETOT, Marjorie BART

Université de Rennes1, Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique, Rennes, France.

RESUME Le transfert d'humidité dans les matériaux poreux joue un rôle essentiel dans la durabilité des constructions, ainsi que dans le confort et la santé des occupants. Une des caractéristiques hygriques en régime dynamique est la valeur tampon hygrique (Moisture Buffer Value : MBV) qui représente la capacité d'un matériau à échanger de l'humidité avec son environnement. Cette valeur est mesurée selon la méthode définie dans le projet NORDTEST qui liste différentes recommandations, dont la vitesse de l'air qui doit être égale 0,10±0,05 m/s à proximité des surfaces d'échanges à l'intérieur de la chambre d'essai, ceci correspond à une vitesse d'air représentative d'ambiance intérieure. L'objectif de ce travail est d'étudier l'influence de la vitesse d'air sur la mesure de la valeur MBV et de vérifier si cet effet est identique quelle que soit l'hygroscopicité des matériaux. Dans cette étude, des essais sont réalisés pour trois vitesses d'air sur deux matériaux : le plâtre (GY), classé régulateur d'humidité modéré et le béton de chanvre (TH), classé excellent régulateur d'humidité. Les résultats montrent qu'une vitesse d'air élevée favorise les échanges en surface et conduit à surestimer les valeurs MBV pour les matériaux hygroscopiques.

Mots-clefs comportement hygrique, valeur tampon hygrique, vitesse d'air, plâtre, béton de chanvre

I. INTRODUCTION

La caractérisation hygrique des matériaux de construction est basée sur différentes grandeurs telles que la valeur tampon hygrique (Moisture Buffer Value : MBV). Cette valeur permet d'évaluer la capacité des matériaux à stocker et à libérer l'humidité de l'air ambiant. Sa mesure est définie par différents protocoles dont celui du projet NORDTEST (Rode et al., 2005). Différentes études sur des bétons de chanvre conduisent à des valeurs MBV comprises entre 1,9 et 2,4 g/(m².%HR) (Collet and Pretot, 2012), (Dubois et al., 2012), (Collet et al., 2013), (Lelievre et al., 2014). Toutefois, dans l'étude de (Latif et al., 2015), la valeur MBV du béton de chanvre de masse volumique apparente moyenne égale à 290 kg/m³ est de 3,47 g/(m².%HR). Les différents bétons de chanvre ayant des masses volumiques apparentes et des formulations comparables, l'écart sur la valeur MBV ne semble pas être expliqué par ces paramètres. Il peut être induit par d'autres paramètres tels que le pré-conditionnement, l'épaisseur de l'échantillon et la vitesse d'air. Cet article a pour objectif d'étudier l'effet de la vitesse d'air sur la mesure de la valeur MBV et d'analyser si l'effet est le même pour deux classes de matériaux différentes. Ainsi, l'essai est réalisé pour trois vitesses d'air distinctes :

une vitesse conforme aux recommandations du projet NORDTEST et deux vitesses supérieures, et sur deux matériaux (le plâtre, régulateur d'humidité modéré et le béton de chanvre, excellent régulateur d'humidité).

II. MATERIAUX

Dans cette étude, deux matériaux différents sont choisis : le plâtre (GY), régulateur d'humidité modéré et le béton de chanvre (TH), excellent régulateur d'humidité. Pour chaque matériau, trois échantillons sont considérés. Les échantillons GY cylindriques de 12 cm de diamètre et 5 cm de hauteur sont obtenus par carottage de blocs de plâtre commerciaux. Le béton de chanvre est réalisé avec le liant commercial Thermo ® avec les proportions massiques, chanvre/liant = 0,5 et eau/liant = 0,8. Les échantillons TH cylindriques (12 cm de diamètre et 10 cm de hauteur) sont fabriqués par compactage à la presse à 0,1 MPa. Les différents échantillons de GY et TH présentent des masses volumiques apparentes respectives de 1004,4±0,01 et 425,4±0,01 kg/m^3.

III. METHODE EXPERIMENTALE

Le MBV caractérise la capacité d'un matériau à modérer les variations hygriques de l'air ambiant. Cette valeur, exprimée en g/(m^2.%HR), est une mesure directe de la quantité d'humidité absorbée et libérée par un matériau hygroscopique quand il est exposé à des cycles d'humidité relative pendant une période donnée, et à une température constante de 23°C. La valeur MBV est ainsi calculée selon l'équation suivante :

$$MBV = \frac{\Delta m}{A.(HR_{haut} - HR_{bas})} \quad (1)$$

avec, MBV la valeur tampon hygrique (g/(m^2.%HR)), Δm la variation de masse (g) pendant les cycles d'absorption/désorption d'humidité, A la surface exposée (m^2), $HR_{haut/bas}$: le niveau de l'humidité relative haut et bas.

Les recommandations du NORDTEST (Rode et al., 2005) sont les suivantes : *(i)* les échantillons doivent être étanchés sur toutes les surfaces sauf une ou deux surfaces d'échange, *(ii)* la surface d'échange doit être égale à 100 cm^2 par échantillon et 300 cm^2 au total, *(iii)* l'épaisseur de l'échantillon doit être supérieure à la profondeur de pénétration, *(iv)* les échantillons doivent être stabilisés à 23°C ;50%HR puis soumis à des paliers d'humidité de 8 heures à 75%HR et 16 heures à 33%HR et *(v)* la vitesse d'air doit être égale à 0,10±0,05 m/s. La valeur MBV est la moyenne de trois derniers cycles stables avec un écart sur la variation de masse inférieure à 5%.

Dans cette étude, afin d'avoir un transfert de vapeur unidimensionnel sur la surface ouverte du côté supérieur des échantillons, ceux-ci sont scellés avec du scotch aluminium sur la surface inférieure et la surface latérale. Les épaisseurs des échantillons sont supérieures à la profondeur de pénétration définie à 3,3 cm pour du plâtre dans (Rode et al., 2005) et à 5,8 cm pour du béton de chanvre dans (Collet et al., 2013). Les échantillons de GY et TH sont séchés à l'étuve respectivement à 40°C et 60°C, puis sont stabilisés à 23°C ; 50%HR dans une armoire climatique VÖtsch® VC4060 (figure 1). Le point de démarrage de l'essai MBV se situe donc sur la branche primaire d'adsorption. Une série de paliers d'humidité (8 heures à 75 % HR et 16 heures à 33 % HR ; 23°C) est ensuite appliquée. Un capteur Sensirion SHT75 est utilisé pour mesurer la température et l'humidité dans l'armoire climatique au cours de l'essai. Pendant l'essai, les échantillons sont pesés régulièrement : cinq fois pendant la phase d'absorption et deux fois pendant la phase de désorption. Les pesées sont réalisées avec une balance située à l'extérieur de la chambre, avec une précision de 0,001 g.

L'objectif étant de tester l'influence de la vitesse de l'air sur les résultats MBV, l'essai est réalisé pour trois vitesses d'air. La première vitesse cible les recommandations du protocole NORDTEST à 0,10± 0,05 m/s. Elle est atteinte en installant de grilles permettant de limiter et d'homogénéiser la vitesse de l'air dans l'enceinte climatique (figure 1). Pour atteindre des vitesses plus élevées, des ventilateurs sont utilisés (figure 1). La distribution de la vitesse d'air est alors moins uniforme. La vitesse de l'air est mesurée à 1 cm de la surface d'échange de l'échantillon à l'aide d'un anémomètre à boule chaude TSI 8475 connecté à un boîtier d'acquisition Multilogger M1300. Les essais sont effectués successivement pour les trois vitesses d'air avec deux cycles sans pesées intermédiaires entre chaque changement de vitesse.



FIGURE 1. Mesure des valeurs MBV du GY et TH : a) armoire climatique, b) maitrise de la vitesse d'air : b-1) faible vitesse (0,1m/s), b-2) vitesses plus élevées, c) anémomètre à boule chaude

IV. RESULTATS ET DISCUSSIONS

L'humidité relative (%) et la température (°C) de la chambre climatique durant les essais sont indiquées sur la figure 2. Pour chaque vitesse d'air, la valeur moyenne d'HR est inférieure à 75 % pendant l'absorption (environ 69%) et inférieure à 33% pendant la désorption (environ 28%) car la porte de l'armoire climatique est régulièrement ouverte pour peser les échantillons. De même, la température moyenne est de 21,85°C. Cette figure montre également les cycles d'absorption et de désorption d'humidité durant les essais pour différentes vitesses d'air. La valeur moyenne de MBV (en adsorption, en désorption) calculée sur les cycles 3 à 5 pour les deux matériaux est présentée sur la figure 3 en fonction des vitesses d'air, ainsi que la classification du NORDTEST.

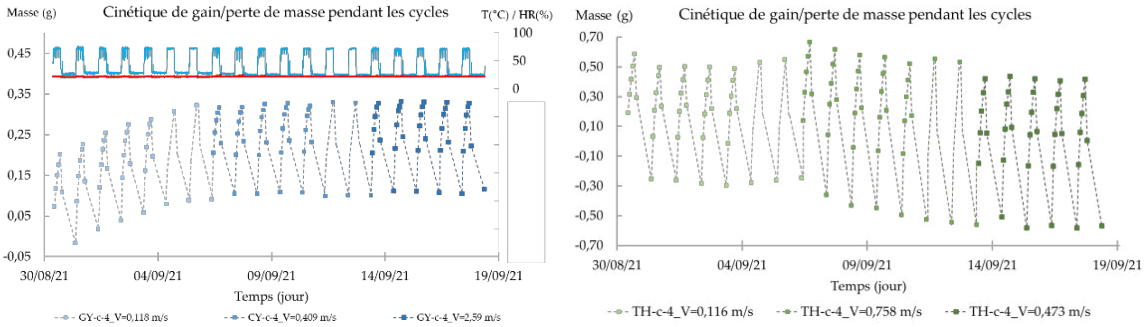


FIGURE 2. Masse d'un échantillon de GY (à gauche) et TH (à droite) à différentes vitesses d'air, humidité relative et température dans l'armoire climatique pendant l'essai.

Pour la première vitesse d'air, les vitesses mesurées sont de 0,103 ± 0,02 m/s pour le matériau GY et 0,106 ± 0,011 m/s pour le matériau TH. La valeur $MBV_{moyenne}$ de GY est de 0,53 g/(m².%HR), ce qui le classe régulateur d'humidité modéré selon la classification du projet NORDTEST. Cette valeur est comparable à celles trouvées dans la littérature par (Rode et al., 2005), (Ramos et al., 2010). Le matériau TH est classé comme excellent régulateur d'humidité avec une valeur $MBV_{moyenne}$ de 2,19 g/(m².%HR). Cette valeur est conforme à celles trouvées dans la littérature par (Collet and Pretot, 2012), (Dubois et al., 2012), (Collet et al., 2013), (Lelievre et al., 2014).

La cinétique de gain/perte de masse de GY est similaire quelle que soit la vitesse d'air, la valeur MBV de GY reste la même indépendamment de la vitesse de l'air. Pour TH, la cinétique de gain/perte de masse augmente de manière significative avec la vitesse d'air. Entre 0,1m/s et 1m/s, la valeur MBV est quasiment doublée. Ainsi, une augmentation de la vitesse d'air favorise les échanges en surface et augmente le gain/la perte de masse de l'échantillon, conduisant à une surestimation de la valeur MBV.

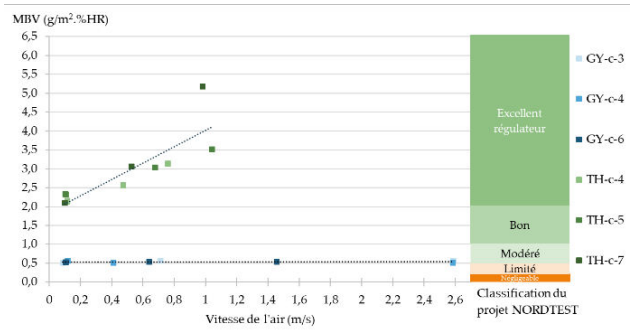


FIGURE 3. MBV (g/(m².%HR)) pour chaque formulation en fonction de vitesses d'air mesurées, et classification du projet NORDTEST (Rode et al., 2005).

V. CONCLUSION

L'étude de l'effet de la vitesse d'air lors de la mesure de la valeur MBV montre que pour des matériaux ayant de faibles capacités de régulation hygrique, la vitesse d'air n'influe pas les résultats alors que pour des matériaux classés excellents régulateurs hygriques, l'effet est important. En effet, ceux-ci échangeant plus, ils sont plus sensibles aux effets de vitesse d'air. Pour que la valeur MBV soit représentative des matériaux, il est important de contrôler la vitesse d'air au voisinage des matériaux et de s'assurer qu'elle est de 0,1m/s.

REFERENCES

Collet, F., Chamoin, J., Pretot, S., Lanos, C., 2013. Comparison of the hygric behaviour of three hemp concretes. Energy and Buildings 62, 294–303. https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2013.03.010

Collet, F., Pretot, S., 2012. Experimental investigation of moisture buffering capacity of sprayed hemp concrete. Construction and Building Materials 36, 58–65. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.04.139

Dubois, S., Evrard, A., Lebeau, F., 2012. Hygrothermal modelling of Lime-Hemp concrete used as building material and indoor climate buffering characterization, in: International Conference of Agricultural Engineering. Presented at the International Conference of Agricultural Engineering, Valence, Espagne.

Latif, E., Ciupala, M.A., Wijeyesekera, D.C., 2015. Experimental and numerical study of application of hemp in building envelopes with special reference to its hygrothermal properties 10.

Lelievre, D., Colinart, T., Glouannec, P., 2014. Hygrothermal behavior of bio-based building materials including hysteresis effects: Experimental and numerical analyses. Energy and Buildings 84, 617–627. https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2014.09.013

Ramos, N.M.M., Delgado, J.M.P.Q., de Freitas, V.P., 2010. Influence of finishing coatings on hygroscopic moisture buffering in building elements. Construction and Building Materials 24, 2590–2597. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.05.017

Rode, C., Peuhkuri, R.H., Mortensen, L.H., Hansen, K.K., Time, B., Gustavsen, A., Ojanen, T., Ahonen, J., Svennberg, K., Arfvidsson, J., 2005. Moisture buffering of building materials - BYG·DTU R-126.

Effect of formulation parameters on the performance of metakaolin-based geopolymers

Sara KOUBEISSY[1], C. A. DAVY[1], D. LAMBERTIN[2], V. BAROGHEL-BOUNY[3]

[1] *Univ. Lille, CNRS, Centrale Lille, Univ. Artois, UMR 8181 - UCCS, F-59000 Lille, France*

[2] *CEA DEN, DE2D, SEAD, LCBC, F-30207 Bagnols sur Cèze, France*

[3] *Univ Gustave Eiffel, MAST-FM2D, F-77454 Marne-La-Vallée, France*

Abstract: Alkali-activated materials (AAM) are an alternative to Portland cement-based materials, both for Civil Engineering constructions and for nuclear waste management. J. Davidovits (Davidovits, 1994) has introduced the term *geopolymer*, as a reference to a subgroup of AAM, as fire resistant materials with low calcium content. Geopolymers (GP) are alumino-silicate cements, made from an alumino-silicate source (generally under the form of powdered solids) activated chemically using generally a highly alkaline silicate liquid solution. When used as cements, they contribute potentially to reduce carbon dioxide emissions, and provide a viable immobilization solution for organic liquid waste. In this research, the performance of GP mortars (workability, setting time and mechanical strength) is investigated in relation to the origin, nature and proportions of raw materials. Instead of formulating for a given water-to-binder ratio or sand-to-binder ratio, the focus is on complying with the GP stoichiometry. Nine different metakaolin (MK) powders and two different alkaline silica solutions are compared when used with the same stoichiometry.

Keywords: Geopolymers, Metakaolin, Compressive strength, specific surface area

I. INTRODUCTION

Geopolymer (GP) cements are acid or alkali-activated materials (AAM) with low Ca content. They are designed using solid powdered precursors such as metakaolin (MK) or class F fly ash. Their most frequent activation method is alkaline. It is ensured by aqueous solutions, such as silicate or hydroxide-based solutions, comprising sodium, potassium, lithium or cesium cations or mixes of these. GP based on alkali-activated MK are particularly well suited to immobilizing organic liquids, compared to Portland cements or other alkali-activated solids (e.g. blast furnace slag) (Planel et al. 2020).

The literature describes the effects of raw materials (e.g. the particle size and shape of the solid precursors), on fresh and hardened GP pastes or mortars. For example, mortar workability is improved by about 10-20% with spherical MK compared to elongated MK particles (San Nicolas et al., 2013). Also, the nature and content in impurities affects the morphology of the MK powder; this affects the water demand and the flow properties of GP mortars (Cassagnabère et al., 2013). However, most studies rely on usual Civil Engineering formulation parameters, i.e. water-to-binder mass ratio (W/B) and sand-to-binder mass ratio (S/B), and neglect GP stoichiometry.

For optimal use of the raw mineral composition, the focus of this research is to carefully design GP cements and mortars, by controlling stoichiometry parameters (x, y, z_1, z_2 and w) responding to the following theoretical formula: x SiO_2 y Al_2O_3 z_1 Na_2O z_2 K_2O w H_2O. The different oxides (SiO_2, Al_2O_3, Na_2O, K_2O) and H_2O are brought by different raw materials, in particular calcined clay (e.g. MK), and alkaline silica solutions. This paper is limited to GP with z_1=0 (potassium-based GP).

II. MATERIALS AND METHODS

A. Materials

In this study, MK-based GP mortars are formulated using the following materials: 9 MK powders obtained from different suppliers (Argical 1000, Argical 1200 and Metastar from Imerys, Argicem, Geoflash S and Geoflash P from Argeco, Metamax from BASF, Metacem 85C and KM60 from XATICO), see X Ray fluorescence results in Table 1. The alkaline activating solutions used are potassium silicate solution (BETOL 5020T and GEOSIL 14517) obtained from Woellner (Germany). In order to adjust stoichiometry, the formulations use KOH pellets (purity > 99%) obtained from VWR International (USA) and deionized water. The composition of the two alkaline activating solutions is given in Table 2.

TABLE 1. Elemental composition of MK obtained by X Ray Fluorescence (averages on six measurements) and calculated crystalline SiO_2 content

Composition (wt%)	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	TiO_2	K_2O	CaO	MgO	Crystalline SiO_2 (wt%)
Argical 1000	55.61	39.45	1.41	1.87	0.81	-	-	9.19
Argical 1200	54.74	39.57	2	1.93	1.33	-	-	8.14
Argicem	60.53	29.64	4.68	1.72	0.65	1.41	0.95	25.9
Geoflash S	59.12	31.40	4.53	1.77	0.61	1.27	0.95	22.3
Geoflash P	57.91	34.85	2.96	1.86	0.39	0.85	0.85	17
KM 60	53.21	42.18	1.09	0.47	1.52	0.12	1.20	3.5
Metacem 85C	53.19	43.60	0.89	1.52	0.26	0.10	0.20	1.81
Metamax	54.43	41.98	0.52	1.91	0.33	-	0.40	4.99
Metastar	52.15	44.93	0.52	1.77	0.25	-	-	-

TABLE 2. Chemical composition of the two alkaline silicate activating solutions used in this research. The molar ratio is obtained by multiplying the mass ratio (SiO_2/ K_2O) by 1.566

Composition (%wt)	SiO_2	K_2O	H_2O	Density (g/cm³)	Molar ratio SiO_2/ K_2O
BETOL 5020T®	30	18.5	51.5	1.53	2.54
GEOSIL 14517®	23.1	21.63	55.27	1.5	1.67

B. Experimental procedures

Powder characterization: Kaolinite clay, with a chemical composition of $Al_2 Si_2 O_5 (OH)_4$, is the source of MK, obtained by calcination. Therefore, in theory, pure kaolinite is transformed into Al_2O_3. $2SiO_2$. Any deviation from this stoichiometry is related to the presence of impurities in the original clay, which is a natural material. The impurity content is calculated here by assuming that it is made only of unreactive, crystalline, SiO_2 (quartz); this is validated by XRD spectra (Figure 1). Crystalline SiO_2 content (in %mol) is determined from X Ray fluorescence data as: 2*molar proportion (SiO_2) – 1*molar proportion (Al_2O_3). After that, the crystalline content is calculated in weight percentage (Table 1). Nitrogen adsorption tests provide the BET specific surface area (SSA). X-ray diffraction (XRD) spectra are obtained with a Bruker Advance D8 diffractometer, in Bragg-Brentano configuration, for 2θ angles between 5° and 60°, a step size of 0.05° and an acquisition time of 20 seconds per step. Particle morphology measurements are conducted using a MorphologiG3 (Malvern Panalytical) device. A volume of 7 mm³ of MK powder is added in the sample dispersion unit (SDU) at 1 bar air pressure with a time range of 3-5 min to allow the precipitation of the finest powders. MK is observed through a 2D camera with a magnification of x50. Morpho-granulometry disperses the powders, compared to laser granulometry where agglomerations may occur.

Mortar scale: Two stoichiometries only are used, (1) of 3.17 SiO_2 1 Al_2O_3 1 K_2O 14 H_2O (for assessing the effect of the MK powder nature) with a mass ratio W/B = 0.7 (where B=MK content + SiO_2 and K_2O content of the activator + K_2O content of KOH pellets), or (2) of 3.44 SiO_2 1 Al_2O_3 1 K_2O 12 H_2O (with Argical 1000 and a

W/B = 0.49) to discuss the effect of the alkaline silicate solution. In both cases, only the reactive silicate (and aluminate) contents in MK are taken into consideration to calculate the raw materials proportions to comply with the chosen stoichimetry.

Mortars are made according to NF EN 196-1 (2016) standard, with an identical volume replacement to usual Portland cement paste. In practice, the standard 675g cement paste mass is changed to 679 g or 663 g by using an average density of 1.77g/cm^3 or 1.73 g/cm^3 respectively, for GP pastes with 3.44 SiO_2 1 Al_2O_3 1 K_2O 12 H_2O activated by GEOSIL or BETOL respectively, or by using a mass of 706 g for the 3.17 SiO_2 1 Al_2O_3 1 K_2O 14 H_2O with an average density of 1.84 g/cm^3. 4*4*16 cm^3 prisms have been cast, cured in sealed bags, demolded and tested after 7 days.

III. RESULTS AND DISCUSSION

TABLE 3. Particle size distribution measured by morpho-granulometry

MK type	Median diameter from cumulated volume (µm)	Median diameter from cumulated number (µm)	BET (m²/g)
Argical 1000	34.2	3.39	20.8 ± 1.52
Argical 1200	44.8	1.74	27.2 ± 0.73
Argicem	79.2	3.64	14.6 ± 0.51
Geoflash S	59.7	2.69	13.9 ± 0.02
Geoflash P	75.8	1.04	14.0 ± 0.09
KM 60	35.8	1.76	13.2 ± 0.11
Metacem 85C	4.70	1.6	9.14 ± 0.28
Metamax	3.20	2.66	12.8 ± 0.23
Metastar	28.4	1.6	12.5 ± 1.19

SSA is critical for GP cement mixing, because the higher the SSA value, the higher the water demand and the higher the paste fluidity. SSA results (Table 3) show that Argical 1000 and Argical 1200 have a remarkably high SSA (greater than 20 m²/g). The difference between the two MK resides in their particle size distribution: the median diameter of Argical 1000 is around 6 µm compared to 2 µm for Argical 1200. Indeed, the calcination method varies between the MK powders (San Nicolas et al. 2013). For instance, Argical 1000 is subjected to a 650-700°C rotative kiln calcination for 5-7 hours, compared to flash kiln calcination (where the original powder is placed close to a flame between 1000-1200°C for a few tenths of seconds, just enough to reach 700°C before being sent to air cooling systems) for Argical 1200 (Davidovits et al., 2019). Metacem 85C has the lowest SSA, on the order of 9 m²/g, although its chemical composition is very close to that of Argical 1200 and Argical 1000. This illustrates the natural variability of the raw MK.

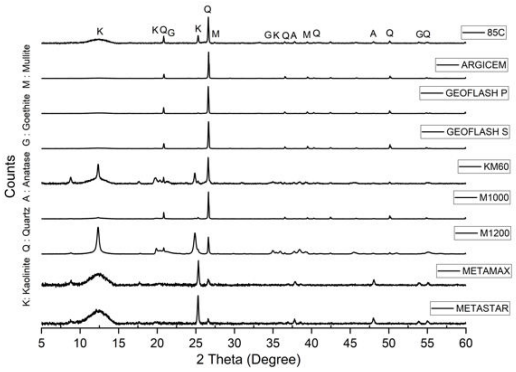


Figure 1. XRD patterns of metakaolin powders. K is for kaolinite (PDF #01-086-8542), Q for quartz (PDF #00-046-1045), M for mullite (PDF #00-070-0189), G for goethite (PDF #00-029-0713) and A for anatase TiO_2 (PDF #04-014-8515).

Morpho-granulometry provides the mean diameter d_{50} (from cumulative volume or number values) determined for the different MK, with a diameter range of 1-100 µm (Table 3). Small differences are noted between d_{50} given by morpho-granulometry and the provider data. For example, for Argical 1000 and

Argical 1200, d_{50} are 6 µm and 2 µm respectively, according to Imerys (compared to 3.39 µm and 1.74 µm in number values). These differences are attributed to variations in the batch tested and to the measurement method and variability. Moreover, no linear correlation is found between SSA and d_{50}.

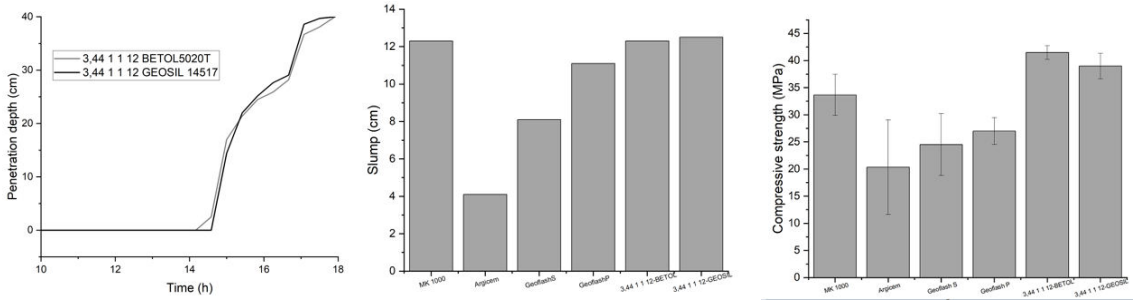


Figure 2. **(left): Setting time measurements for GP pastes of formulation 3.44 SiO_2 1Al_2O_3 1K_2O 12 H_2O when using two different types of activators; (middle): slump measurements and (right) 7 day compressive strengths for GP mortars of formulation 3.17 SiO_2 1Al_2O_3 1K_2O 14 H_2O (four left in each graph), depending on the MK nature (Argical 1000, Argicem, Geoflash S and Geoflash P from left to right), or 3.44 SiO_2 1Al_2O_3 1K_2O 12 H_2O (two on the right in each graph, both with Argical 1000)**

Vicat setting time measurements (Fig. 2 left) show almost superposed curves, whatever the alkaline activator (BETOL – grey curve, or GEOSIL – black curve). The effect of the nature of the MK on Vicat setting time is still under investigation. Slump tests performed on mortars (Fig. 2 middle) show significant differences due to the MK nature, but none when changing the silicate activating solution. The greatest flowability is obtained (whatever the stoichiometry) with Argical 1000, although it has the greatest SSA (20.8 m^2/g); this is attributed to the effect of impurities. At given stoichiometry, the greatest 7-day compressive strengths f_c (Figure 2 right) are obtained with Argical 1000, with a mean value of 34 MPa ± 1.53; the smallest value is obtained with Argicem, at a mean value of 20.3 MPa ± 3.51. This is also attributed to the effect of MK impurities (32.8% quartz in Argicem compared to 12.1% in Argical 1000). As expected, when increasing the SiO_2 content from 3.17 to 3.44, a significant increase in f_c is measured, with a maximal value of 41 MPa ± 1.03 for 3.44 SiO_2.

IV. CONCLUSIONS

For an identical formulation of a GP standard mortar, changing the origin of the MK solid precursor affects significantly the compressive strength results. This is attributed to the presence of impurities in the MK, mainly in the form of crystalline (quartz) SiO_2. Optimizing this content may significantly improve the mortar performances, prior to immobilizing an organic liquid waste.

REFERENCES

Cassagnabère, F., Diederich, P., Mouret, et al., 2013. DOI: 10.1016/j.cemconcomp.2012.12.001
Davidovits, J., 1991. J. Thermal Anal., DOI: 10.1007/bf01912193.
Ralph Davidovits, Christine Pelegris, Joseph Davidovits, (2019), www.geopolymer.org. DOI: 10.13140/RG.2.2.18109.10727/1
Laskar, A.I., Talukdar, S., 2008. Constr. Build. Mater. 12, 2345–2354, DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2007.10.004
Planel B., Davy C. A., Adler P. M., et al., 2020. DOI: 10.1016/j.cemconres.2020.106108
San Nicolas, R., Cyr, M., Escadeillas, G., 2013. Appl. Clay Sci., DOI: 10.1016/j.clay.2013.08.036.

Influence d'inclusions de MCP$_{s-l}$ sur les propriétés thermiques du plâtre dihydraté

Marwa El Yassi [1,2], Alexandre Pierre [2], Ikram El Abbassi [1,2] et Yannick Mélinge[3]

[1] *Laboratoire de Recherche en Eco-innovation Industrielle et Énergétique (LR2E), ECAM-EPMI, Cergy, France.*

[2] *Laboratoire de Mécanique et Matériaux du Génie Civil (L2MGC-EA 4114), CY Cergy Paris Université, France*

[3] *Laboratoire de Recherche des Monuments Historiques (LRMH), CRC USR 3224, Champs-sur-Marne, France*

RESUME Le secteur du bâtiment porte un intérêt particulier au développement de nouveaux matériaux de construction destinés à l'amélioration des performances thermiques et en outre à la climatisation passive en période estivale. Afin de répondre à cette problématique, l'intégration de matériaux à changement de phase (MCP) à transition solide-liquide (s-l) dans les matériaux de construction pour améliorer le stockage et la restitution de l'énergie thermique semble être une solution avantageuse. Cette étude présente les propriétés thermiques d'un composite à base de plâtre et d'un MCP micro encapsulé incorporé à différents dosages. Les résultats montrent que l'ajout de matériaux à changement de phase dans le plâtre pris permet d'apporter un stockage d'énergie par chaleur latente et d'améliorer sa capacité d'isolation.

Mots-clefs matériaux à changement de phase, plâtre, propriétés thermiques, composite.

I. INTRODUCTION

L'étude des matériaux de construction présente une voie importante pour réduire les besoins de refroidissement/chauffage utilisés dans le secteur du bâtiment. Les MCP constituent un moyen de stockage d'énergie thermique grâce à leur capacité d'absorption et restitution de cette énergie en changeant, pour certaines technologies, d'état physique.

Le choix s'est porté sur l'intégration du MCP dans un matériau à base de plâtre, souvent utilisé dans le secteur du bâtiment en raison de ses nombreux avantages tels que sa conductivité thermique, ses propriétés hygriques, etc. Les capacités d'isolation thermique d'un panneau à base de plâtre peuvent être améliorés de 18,4% en incorporant un matériau à changement de phase [1].

Dans cet article, nous proposons d'étudier le comportement thermique d'un composite à base de plâtre et d'inclusions d'un MCP micro-encapsulé à transition solide-liquide. Différents dosages massiques du MCP rapporté à la masse de plâtre sont retenus : 5, 10, 15, 20 et 30%.

II. MATERIAUX ET METHODES

Dans cette étude, un matériau à changement de phase micro-encapsulé MikroCaps SS28-S50 a été incorporé dans un plâtre naturel Extha Ibérica ; un hémihydrate de sulfate de calcium de type β, sous forme de poudre, avec une densité de 2300 $kg.m^{-3}$. Plusieurs mélanges ont été préparés pour étudier les propriétés thermiques des composites P/MCP. Les échantillons ont été conservés en atmosphère contrôlée à une température ambiante de 20°C et une humidité relative de 50% jusqu'à stabilisation massique.

Le tableau 1 présente les propriétés thermo-physiques du MCP utilisé.

Les analyses thermiques ont été réalisées au moyen d'un analyseur thermique de type DSC (calorimétrie différentielle à balayage). Ce test se justifie pour caractériser le changement de phase se produisant dans un intervalle de température de confort pour l'habitat. Pour les mélanges étudiés, le changement de phase ciblé est celui inhérent au MCP et se produisant sans perte de masse. Les tests ont été réalisés suivant un programme de chauffe non isotherme en imposant une rampe de chauffe de 5 $°C.min^{-1}$. La masse de matière testée est calibrée au sein du creuset utilisé pour le test.

La mesure de la conductivité thermique a été réalisée à température ambiante au moyen du Hot-Disk TPS 1500 de Thermoconcept. Une attention particulière est portée à la définition des surfaces de contact des échantillons avec la sonde pour réduire et systématiser la résistance de contact.

Tous les essais ont été réalisés trois fois pour distinguer la répétabilité.

TABLEAU 1. Propriétés thermo-physiques du MCP

MCP	Température de fusion (°C)	Masse volumique ($kg.m^{-3}$)	Chaleur latente (J/g)
MCP28	*23-27*	*880*	*140-175*

III. RESULTATS

1. Chaleur latente

La figure 1 montre l'évolution de la chaleur latente des composites à base de plâtre et de MCP en fonction du dosage massique MCP/P. Les essais réalisés montrent tout d'abord logiquement l'absence de réaction chimique dans l'intervalle de température testé. Par la suite, le MCP sélectionné pour les travaux révèle bien un changement de phase endothermique et la chaleur latente associée s'accroît quasi linéairement en fonction de l'ajout massique des inclusions. La capacité du composite à stocker de l'énergie thermique augmente considérablement avec l'ajout du matériau à changement de phase. Ces résultats sont confirmés par une autre étude [2] qui met en évidence l'effet de l'augmentation de la quantité de MCP conduisant à une amélioration significative de la capacité de stockage de la chaleur du plâtre pris.

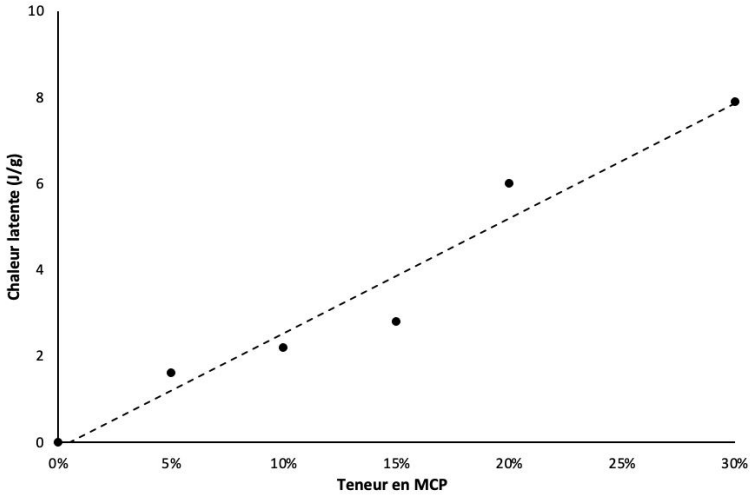


FIGURE 1. Évolution de la chaleur latente des composites P/MCP en fonction de l'ajout de MCP.

2. Capacité thermique massique

L'évolution de la capacité thermique massique du plâtre de référence et des composites P/MCP est présentée dans la figure 2. Une évolution linéaire de cette propriété thermique est observée avec l'ajout de la quantité de matériau à changement de phase pour les dosages testés. La capacité thermique, notée Cp, du plâtre pris est de 1,8 $J.g^{-1}.K^{-1}$ et varie entre 2,04 et 2,25 $J.g^{-1}.K^{-1}$ pour les composites P/MCP. L'incorporation de ce matériau augmente significativement cette propriété thermique entre 2 et 12% par rapport au plâtre de référence. Ces résultats sont en bon accord avec ceux de [3] qui présente une augmentation de la capacité thermique massique avec l'incorporation des matériaux à changement de phase dans le plâtre.

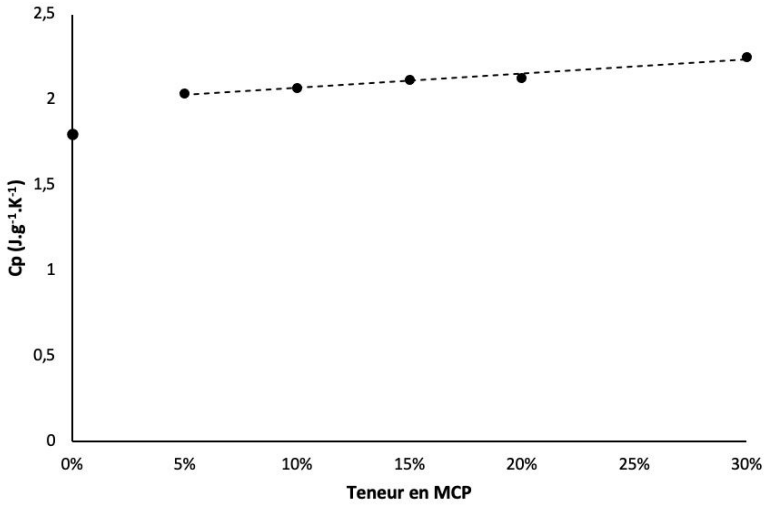


FIGURE 2. Évolution de la capacité thermique massique du plâtre pris et des composites P/MCP.

3. Conductivité thermique

La figure 3 montre l'évolution de la conductivité thermique mesurée en fonction de la quantité de MCP ajoutée au plâtre. Celle-ci met en évidence la capacité du matériau à changement de phase à améliorer le caractère isolant. En effet, la conductivité thermique du plâtre de référence est de 0,52 $W.m^{-1}.K^{-1}$ et varie entre 0,46 et 0,35 $W.m^{-1}.K^{-1}$ pour les composites. L'ajout de MCP réduit cette propriété thermique entre 12 et 33% par rapport au plâtre de référence ; ce qui démontre le caractère isolant induit par l'ajout de MCP. Ces résultats s'accordent bien avec ceux de [3] qui montrent que l'ajout de MCP dans le plâtre diminuait la conductivité thermique de 0,54 $W.m^{-1}.K^{-1}$ pour l'échantillon de référence (sans MCP) à une valeur de 0,25 $W.m^{-1}.K^{-1}$ pour un plâtre incorporant 30% de MCP.

Une réduction linéaire de la masse volumique apparente a été observée pour les composites entre 5% et 30% de teneur en MCP. Cette valeur varie entre 1040 et 920 $kg.m^{-3}$ en comparaison avec 1270 $kg.m^{-3}$ pour le plâtre de référence. Ce résultat est en bon accord avec celui de [3] qui présente une diminution linéaire de la masse volumique pour un composite à base de plâtre et de MCP.

Néanmoins, il convient de noter que la variation de la conductivité thermique est induite par l'ajout de MCP mais également par la variation de la porosité du composite, qui augmente avec la quantité de matériau à changement de phase ajoutée [4].

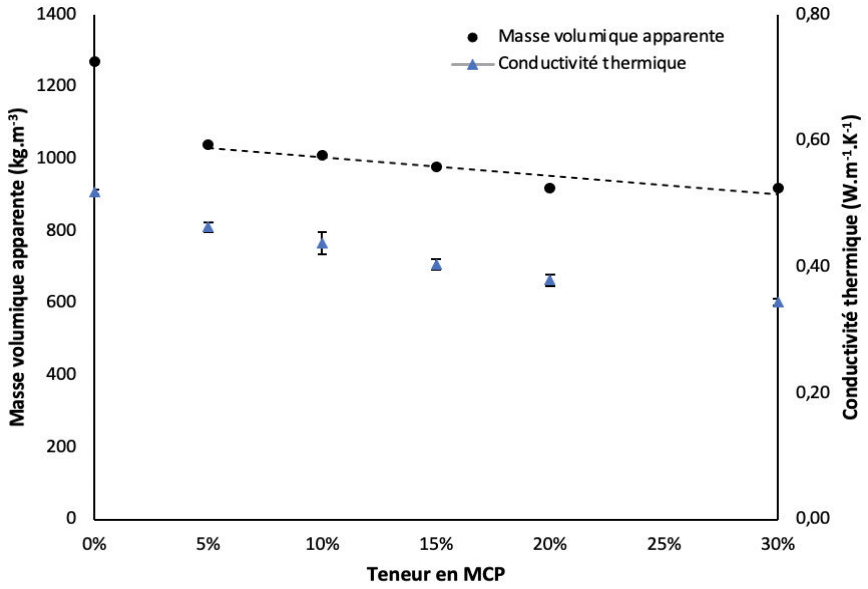


FIGURE 3. Évolution de la masse volumique apparente et conductivité thermique du plâtre pris et des composites P/MCP.

IV. CONCLUSION

L'étude effectuée a montré que l'incorporation et la dispersion de matériau à changement de phase micro encapsulé dans le plâtre affecte ses caractéristiques thermiques. Ce travail permet de formuler les conclusions suivantes :

- Une nette amélioration a pu être soulignée avec une conductivité thermique réduite jusqu'à 33% par rapport au plâtre sans MCP,

- Une augmentation de 22% sur la capacité thermique massique a été notée pour le cas des composites à matériaux à changement de phase,

- Un stockage de chaleur latente a pu être apporté au plâtre de référence qui augmente avec la quantité ajoutée de matériaux à changement de phase.

REFERENCES

[1] Borreguero, Ana M., Serrano, A., Garrido, I., Rodriguez, J. and Carmona, M. (2014). Polymeric-SiO2-PCMs for improving the thermal properties of gypsum applied in energy efficient buildings. *Energy Conversion and Management*, 138-44. https://doi.org/10.1016/j.enconman.2014.07.027

[2] Karkri, M., Lachheb, M., Albouchi, F., Nassrallah, S., & Krupa, I. (2015). Thermal properties of smart microencapsulated paraffin/plaster composites for the thermal regulation of buildings. *Energy and buildings*, 88, 183-192. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.824.1

[3] Boudali, F., Chikh, S., & Derradji, Lotfi. (2018). Experimental and numerical investigation for improving the thermal performance of a microencapsulated phase change material plasterboard. *Energy Conversion and Management*, 174, 309-321. https://doi.org/10.1016/j.enconman.2018.08.052

[4] Pavlik, Z., & Fort, J. (2016). Modified lime-cement plasters with enhanced thermal and hygric storage capacity for moderation of interior climate. *Energy and Buildings*, 113-127. https://doi.org/10.1016/j.enbuild.2016.05.004

Imagerie 3D au service de la restauration de l'Obélisque de la Concorde, Paris

David GIOVANNACCI, Jean-Didier MERTZ, Yannick MELINGE

Laboratoire de recherche des Monuments Historiques (LRMH), Ministère de la culture, Champs sur Marne

CRC-LRMH, CRC – UAR3224, CNRS, Paris

RESUME

L'obélisque de la Concorde est érigé depuis 1836 sur son piédestal en granite breton. Restauré en 1962, il fait l'objet d'une intervention encore en cours pour célébrer le bicentenaire de la découverte de Champollion. Soumis à la pollution atmosphérique et aux agressions du climat parisien, une campagne de restauration a été programmée pour le premier trimestre 2022. En amont de cet opération d'envergure, des tests ont été nécessaires afin de déterminer les techniques optimales de nettoyage et de consolidation de l'épiderme du granite constituant le monolithe. Dans cet étude, l'accent est mis sur les méthodes d'évaluation et de contrôle mises en œuvre, où les techniques non destructives ou non invasives occupent une place privilégiée, dans un contexte patrimoniale sensible et de suivi sur le long terme.

Mots-clefs Obélisque de la Concorde, restauration, granite, imagerie 3D

I. INTRODUCTION

Le bicentenaire du déchiffrage des hiéroglyphes par Champollion à l'aide de la pierre de Rosette est célébré cette année. Pour rappel, le vice-roi d'Égypte Méhémet Ali offre à la France, en signe de reconnaissance, les deux obélisques qui ornaient le temple de Louxor. Malheureusement, un seul parviendra à destination : l'obélisque de la Concorde. Ce monolithe taillé il y a 3300 ans dans les carrières de granite d'Assouan, est érigé en 1836 sur son piédestal en granite breton. Restauré en 1962, il fait l'objet d'une intervention encore en cours. A la demande de la Direction Régionale des Affaires Culturelles (DRAC) d'Ile de France, des évaluations des procédés de nettoyage ont été réalisés et une phase de calibration des opérations de restauration a été conduite en collaboration avec les restaurateurs impliqués dans les travaux.

Comme spécifié dans la norme relative à l'évaluation analytique des procédés de nettoyage sur les matériaux minéraux poreux du patrimoine bâti [1], la caractérisation de l'état de surface des matériaux est un des paramètres pouvant servir de critère de sélection d'un procédé de nettoyage. L'utilisation d'une mesure non destructive et *in situ* étant à privilégier pour ce faire, nous avons réalisé des campagnes de numérisation 3D haute résolution sur différentes parties du monument. Pour ce travail, le système mis au point par la société Creaform, le système GO-scan a été retenu.

A partir du relevés 3D, la caractérisation de la rugosité, définie par la hauteur d'un intervalle de surface par rapport à sa forme générale, sera alors faite puis comparée entre les différentes zones d'étude avant et après l'opération de nettoyage.

Les techniques de nettoyage évaluées sont des micro abrasion par pulvérisation sous pression, ou micro sablage, à l'aide de trois différents minéraux (carbonate de calcium, corindon et silicate d'aluminium).

II. METHODE D'ANALYSE ADOPTEE

Le dispositif permet d'imager le volume, la couleur et la texture des objets avec une résolution allant jusqu'à 100µm et une exactitude de 50 µm. Pour une résolution inférieure à 1 mm, des cibles sont collées à la surface de l'objet à scanner. Ces pastilles n'endommagent pas la surface de l'objet et sont retirées à l'issue de la mesure. Un compromis doit être trouvé entre la résolution nécessaire sur une surface représentative pour avoir l'information pertinente et le nombre de points enregistrés (et donc le volume du fichier de données à traiter).

Dans le cadre de cette étude, le choix a été porté sur une résolution de 400µm, pour des surfaces de l'ordre de 1,5m² (une surface comprenant un cartouche complet avec un débord pluri centimétrique autour du cartouche), les fichiers à traiter comportent en ce cas un nombre de points compris entre 20 et 30 millions, ce qui est compatible avec les capacités des outils informatiques associés (logiciels, puissance de calcul).

Les prises d'images ont été réalisées avant et après nettoyage, en vue de déterminer l'impact du nettoyage sur la surface.

III. RESULTATS ET DISCUSSION

A) Comparaison directe des surfaces par ligne de niveau

Une première étape d'analyse a consisté en une comparaison directe des reconstructions 3D des surfaces imagées. Cette vision est similaire à une courbe de niveau géologique, avec l'image prise avant nettoyage come référence. Avant de pouvoir faire cette comparaison, un alignement des images est nécessaire, c'est à dire de positionner le point origine de l'espace des différentes images au même point.

Le résultat peut être observé sur la **Erreur ! Source du renvoi introuvable.**. Les bandes abrasées apparaissent légèrement en dessous des bandes non nettoyées, mais sans différence significative entre les trois bandes.

A la résolution choisie (400 µm), il n'apparait donc pas de différences significatives entre les 3 méthodes utilisées. Cette méthodologie macroscopique n'apparait donc pas adaptée, une méthode moins globale est donc à favoriser, avec le calcul de la rugosité de surface.

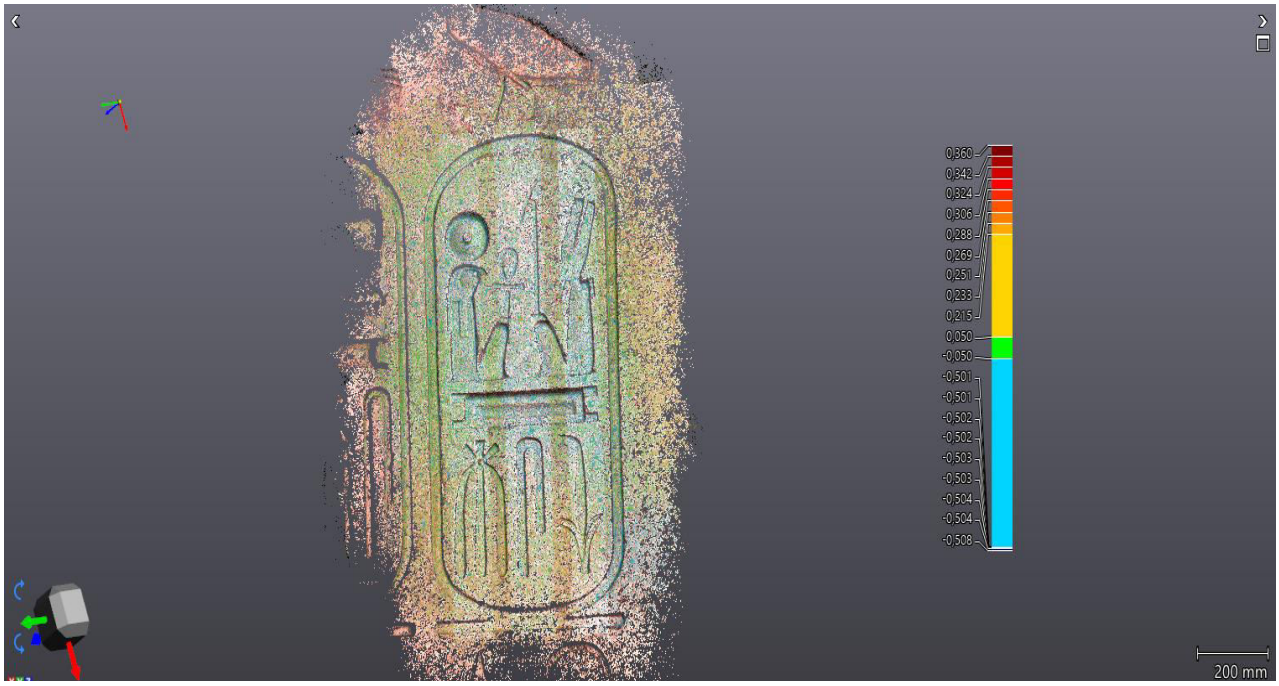


Figure 1 : Comparaison directe par courbe de niveau avant et après nettoyage

B) Calcul des paramètres de rugosité

Les mesures ont été réalisées sur la reconstruction 3D d'un cartouche de la face nord de l'Obélisque.

La présente étude visant à évaluer la rugosité, il a donc fallu s'affranchir de la forme complexe du cartouche, avec notamment les parties sculptées dans le volume du granite. Pour ce faire et afin de garantir une statistique fidèle et juste, les paramètres de rugosité ont été calculés selon les lignes rouges, noires et bleues, correspondant à la partie supérieure, médiane et inférieure du cartouche comme illustré sur la Figure 2.

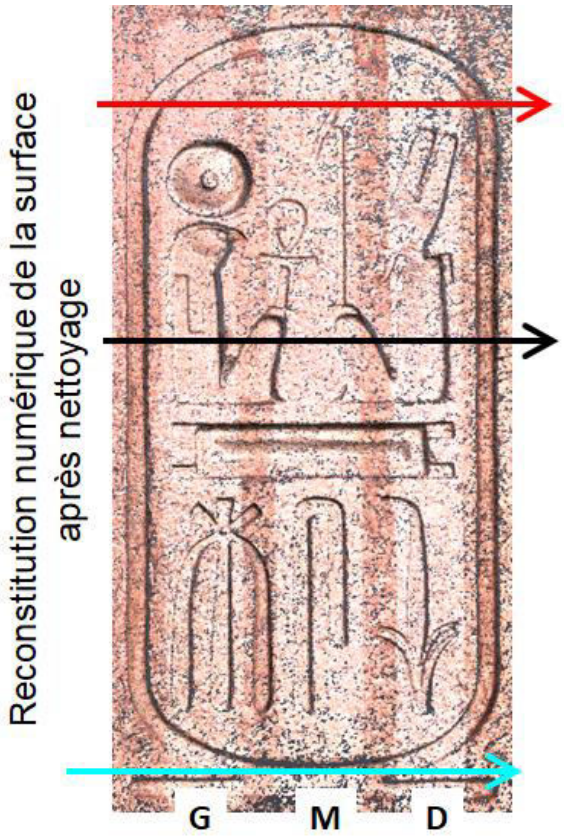


Figure 2 : Représentation des lignes permettant le calcul des paramètres de rugosité

En outre, les faces de l'obélisque n'étant par parallèle, il a fallu également s'affranchir de l'écart d'altitude que cette forme entraine le long des segments de droite choisis. Une ligne de base a été donc calculée sur chaque profil. Ainsi, le biais introduit par la géométrie de l'obélisque a pu être soustrait. Les paramètres de rugosité sont alors calculés sur ces intervalles délimités par les lignes pointillées verticales (conformément à la norme en vigueur [2]).

La même procédure est appliquée aux trois profils mesurés. Par zone d'étude, si le nombre total de points est inférieur à 100, les mesures sont considérées comme infructueuses.

Afin de rendre statistiquement l'étude plus juste, les données ont été cumulées sur chaque profil. Ceci se justifie d'autant plus dans la mesure où l'intervention est considérée comme étant uniforme sur l'ensemble des zones.

Par construction ([3]), la moyenne et l'écart type des distributions ne sont pas significatifs. Il est en revanche intéressant de prendre en compte la forme des distributions, qui renseigne sur la rugosité et sa répartition sur la surface ([2]).

Pour les 4 (quatre) zones d'étude, la distribution est relativement symétrique autour de 0 (la valeur médiane). L'asymétrie d'une distribution se mesure à l'aide du coefficient d'asymétrie, ou skewness, les valeurs de ce coefficient sont reprises pour les 4 zones d'intérêt. Lorsque la valeur est nulle, la distribution est symétrique, si elle est positive, la distribution est décalée vers la gauche, avec une queue de distribution plus longue vers les valeurs positives. Il apparait que pour les trois zones G, M et D, la distribution est plus décalée vers la gauche que la zone référence, ce qui signifie, que ces zones sont plus creusées. La zone D, correspondant au corindon, est la zone la plus « creusée » des 3 (trois). Cette mesure est logique, des 3 (trois) projectiles utilisés, le corindon est le plus « dur ».

Tableau 1 : Valeurs des coefficient d'asymétrie (skewness) et d'aplatissement (kurtosis) pour les 4 (quatre) zones d'étude

	Skewness	**Kurtosis**
Zone G (carbonate de calcium)	0,36	3,26
Zone M (silicate d'aluminium)	0,30	3,40
Zone D (corindon)	0,56	2,88
Zone sale (référence)	0,22	3,45

Ce point est d'ailleurs confirmé avec l'étude de l'aplatissement de la distribution, évalué à l'aide du Kurtosis. En effet, pour le corindon, ce paramètre est très inférieur aux 3 autres valeurs. La surface est donc plus uniformisée avec le corindon, comme si elle perdait de son « grain ».

Concernant les deux autres projectiles, il apparait que la zone M est la plus proche de la zone référence au niveau de ces deux paramètres, avec un kurtosis quasi égal.

IV. CONCLUSION

Finalement, pour préserver au mieux l'intégrité de la surface de l'obélisque, le corindon est le projectile le plus abrasif et serait donc à éviter. Entre le carbonate de calcium et le silicate d'aluminium le silicate d'aluminium est le projectile préservant le mieux l'état de surface et conservant donc son « grain ».

Pour ces raisons, le projectile à favoriser est le silicate d'aluminium.

V. REFERENCES

[1] NF EN 1748 juin 2021, Conservation du patrimoine culturel - Procédure pour l'évaluation analytique et le choix des méthodes de nettoyage des matériaux inorganiques poreux dans les bâtiments d'intérêt patrimonia, AFNOR

[2] NF EN ISO 25178-2 Mai 2012 Spécification géométrique des produits (GPS) - État de surface : surfacique - Partie 2 : termes, définitions et paramètres d'états de surface, AFNOR

[3] Tom R. Thomas, Rough Surfaces, second edition, Imperial College Press, 278 p. 1999

Mousse minérale isolante : développement d'une adjuvantation biosourcée

Vincent Dubois[1], Brahim Mazian[1,2], Isabelle Gosselin[3], Christophe Landry[4], Fabien Gosselet[4], Ludovic Chaveriat[2], Kawther Aguibi[1,2], Eric Wirquin[1], Patrick Martin[2]

[1]*Univ. Artois, IMT Nord Europe, Junia, Univ. Lille, ULR4515, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement (LGCgE), F-62400 Béthune, France, vincent.dubois1@univ-artois.fr*

[2]*Unité Transformations & Agroressources, Univ. Artois - UniLaSalle, ULR7519, F-62408 Béthune, France*

[3]*Unité Génie Enzymatique et Cellulaire, Université de Picardie Jules Verne, UMR-CNRS7025, F-80039 Amiens, France*

[4]*Laboratoire de la Barrière Hémato-Encéphalique, Univ. Artois - Faculté des Sciences J. PERRIN, UR2465, F-62307 Lens, France*

RESUME La RE 2020 favorise la construction de bâtiments peu voire non énergivores ayant un bas impact environnemental, de la production des matières premières à la démolition. L'utilisation de ressources de proximité issues de la biomasse est une réponse. Dans ce contexte, le projet ABIOBAT étudie l'utilisation de biomasses végétales présentes en région Hauts-de-France pour développer une adjuvantation biosourcée rentrant dans la composition d'une mousse isolante. ABIOBAT est un projet pluridisciplinaire dans lequel s'associent génie civil, chimie, microbiologie et toxicologie. Dans cet article, un comparatif du moussage induit par deux dérivés de protéines végétales et un adjuvant pétrosourcé est présenté ainsi que les premiers résultats des tests microbiologiques et toxicologiques sur les produits testés.

Mots-clefs Adjuvant, Biomasse, Mousse, Microbiologie, Toxicité

I. INTRODUCTION

Avec la RE2020, l'enjeu est de diminuer significativement les émissions de carbone du bâtiment, tout en réduisant les consommations d'énergie et en prenant mieux en compte le confort d'été. Dans ce contexte, l'inertie thermique est un paramètre aussi important que l'isolation. Pour combiner isolation et inertie, les mousses minérales ont l'avantage d'apporter le caractère isolant (Samson et al., 2016), grâce aux pores générés par les agents moussants, mais également de l'inertie avec une densité plus importante que les isolants classiques. A l'état frais, la mousse minérale est fluide et doit être stable pour permettre d'éviter la ségrégation ou un effondrement de la matière (Langevin, 2017). Dans ce contexte, le projet ABIOBAT s'appuie sur la biomasse végétale présente en région Hauts-de-France pour développer une adjuvantation biosourcée rentrant dans la composition d'une mousse isolante stable pour parois verticales ou combles, sans impact pour la santé de l'Homme : l'adjuvant ne doit pas être toxique par inhalation ou ingestion accidentelle et ne doit pas favoriser la prolifération de microorganismes au sein des parois entraînant une atteinte à la qualité de l'air intérieur (Verdier et al., 2014).

II. MATERIAUX ET METHODES

La mousse étudiée se compose de liant hydraulique (LH), d'anas de lin (AL), d'agent moussant (AM) et d'eau (eau de ville). Le LH est un mélange de ciment sulfo-alumineux Alpenat® de Vicat et de chaux hydraulique NHL 5 Renocal® de Calcia. Les AL proviennent de la société Texilis et ont une taille maximale de 40 mm et un D50 à 6 mm. L'un des AM est le Betomouss® (BTM) de Sika, tensioactif composé de lauryl ether sulfate de sodium. Deux autres AM, référencés ROQU1 et ROQU2, d'origine végétale (dérivés de protéines), sont fournis par l'entreprise Roquette. La fabrication de la mousse se fait par la méthode de moussage direct. La composition de référence considère un rapport Eau/LH = 0.8, un rapport LH/AL = 5 et un rapport AM/LH = 0.01. Après incorporation des composants, l'ensemble est malaxé à 200 tr/min pendant un temps variable (t_v). Les masses volumiques à l'état frais (MVH) et à l'état durci (MVS) des mousses sont mesurées par remplissage d'un moule de diamètre 11 cm et de hauteur 22 cm. Le pouvoir antimicrobien des AM de l'étude a été testé sur 2 bactéries (*Escherichia coli* et *Staphylococcus aureus)*, 2 levures (*Saccharomyces cerevisiae* et *Candida shehatae)* et sur 2 moisissures (*Aspergillus niger* et *Penicillium chrysogenum)* et mesuré par Concentration Minimale Inhibitrice (plus petite concentration à laquelle le produit empêche la multiplication cellulaire). Plus la CMI est faible, plus le produit est antimicrobien. Les AM ont été préparés en microplaque 96 puits avec dilutions en série des produits. Une incubation de 24h a suivi à 37°C pour les bactéries, 30°C pour les levures et 25°C pour les moisissures. Enfin, la toxicité des agents moussants a été évaluée sur un modèle in-vitro de Barrière Hémato-Encéphalique humaine par mesure de la perméabilité au sel de sodium de fluoresceine, marqueur d'intégrité cellulaire (Cecchelli R. et al., 2014) et sur une lignée neuronale. Les concentrations testées ont donc été de 1, 10 et 50 µM en considérant les valeurs seuils de particules inhalables fixées par Air Pays de la Loire et une surestimation de l'exposition sur 24h.

III. RESULTATS

A. Efficacité des agents moussants

La figure 1a) compare les résultats de masses volumiques des mousses fabriquées avec chaque agent moussant de l'étude, t_v étant fixé à 20 min. Les résultats montrent que BTM donne la plus basse masse volumique, donc le meilleur moussage. ROQU2 donne un moussage un peu moins efficace alors que ROQU1 ne permet pas un moussage du mélange dans les conditions de fabrication fixées. Cependant, même si BTM donne le meilleur résultat juste après fabrication, la mousse générée s'effondre (barre noire) généralement quelques heures après fabrication. Les formules concernées par l'effondrement ont une MVS proche de la MVH voire supérieure car la perte en eau par séchage est compensée par la baisse de volume. Une deuxième série d'essais, uniquement avec BTM et ROQU2, a été réalisée en faisant varier t_v de 2 à 30min (Fig. 1b). Les résultats montrent que BTM permet la formation de mousse de manière rapide et qu'à partir d'un temps de malaxage trop important, la mousse générée n'est pas stable et s'effondre (barres noires). Pour ROQU2, la figure 1b) montre la nécessité d'un temps plus long de malaxage afin de former une mousse légère. Comme pour BTM, si t_v est trop important, la mousse s'effondre après fabrication. Afin d'évaluer la robustesse de la mousse générée avec ROQU2, la quantité d'AM et la quantité d'eau ont été modulées. La figure 1c) montre l'abaissement de la masse volumique

avec l'augmentation de quantité d'AM notamment entre 0.87% et 1.28% (t_v=20 min). Le moussage semble se stabiliser au-delà de 1.28%, mais induit une mousse instable qui s'effondre. La figure 1d) montre une relative stabilité du moussage avec la variation du rapport Eau/LH. Le plus bas rapport Eau/LH donne la plus basse masse volumique sachant qu'une masse volumique inférieure à 250 kg/m³ est nécessaire pour obtenir un matériau isolant (Samson et al., 2016).

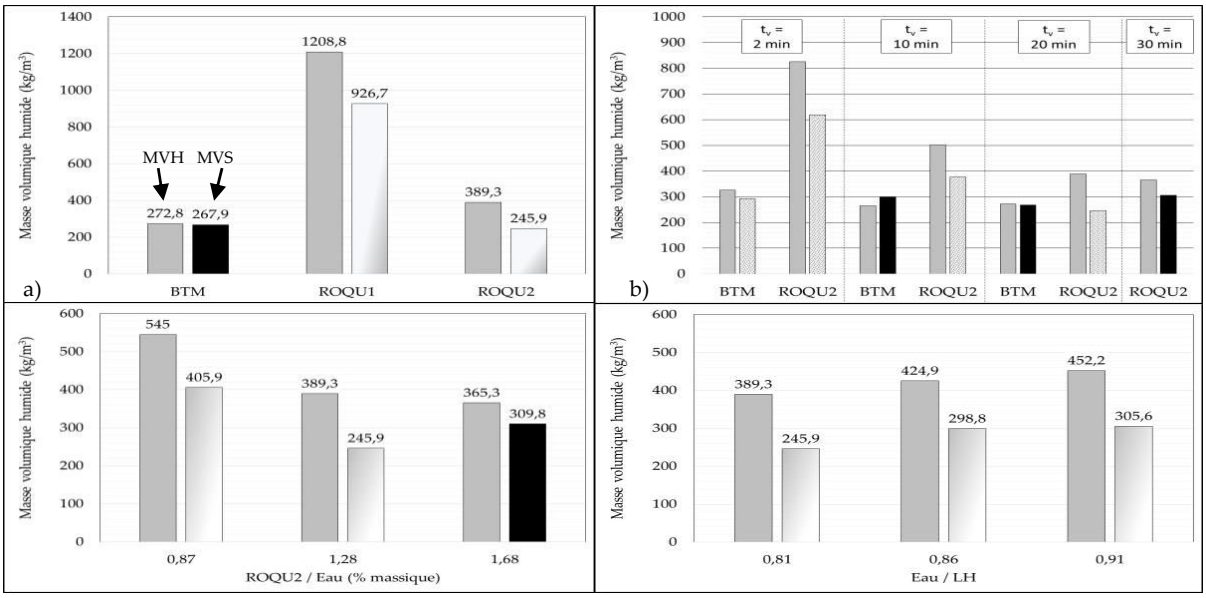


FIGURE 1. Masses volumiques humides (MVH) et sèches (MVS) des mousses. a) Comparatif des trois agents moussants à t_v fixe. b) Comparatif entre BTM et ROQU2 à t_v variable. c) ROQU2 - Variation de quantité d'agent moussant. d) ROQU2 - Variation de quantité d'eau.

B. Pouvoir antimicrobien

Des premiers tests ont été réalisés sur BTM et ROQU1 pour évaluer leur pouvoir antimicrobien. Les résultats (Tableau 1) montrent que BTM a un pouvoir antimicrobien face à toutes les espèces soumises empêchant donc leur prolifération dans les conditions du test. ROQU1 n'a pas montré de pouvoir antimicrobien, mêmes aux plus fortes concentrations testées (5 mg/mL qui est la limite de solubilité du produit).

TABLEAU 1. Etude microbiologique sur BTM et ROQU1 – Valeurs des CMI (mg/mL)

Adjuvant	Concentration Minimale Inhibitrice (mg/mL)					
	Escherichia coli	*Staphylococcus aureus*	*Saccharomyces cerevisiae*	*Candida shehatae*	*Aspergillus niger*	*Penicillium chrysogenum*
BTM	8.1	2.0	8.1	2.0	8.1	4.1
ROQU1	pas de CMI					

C. Toxicologie

La figure 2 montre les résultats de toxicité du BTM sur un modèle in vitro de barrière hémato-encéphalique humaine (BHE). Les trois concentrations fixées au départ n'entraînent pas d'effet toxique et il faut atteindre une concentration supérieure à 500 µM pour induire une toxicité. Le BTM a également été testé sur une lignée de cellules neuronales humaines (SH-SY5Y). Les concentrations testées jusqu'à 1000 µM n'induisent pas d'effet toxique (data non montrées).

L'étude montre que le modèle de BHE humaine est plus sensible que la lignée neuronale pour l'étude de toxicité et que le BTM induit un effet toxique sur la BHE à partir d'une concentration au moins 20 fois plus élevée que la concentration de surexposition initialement calculée.

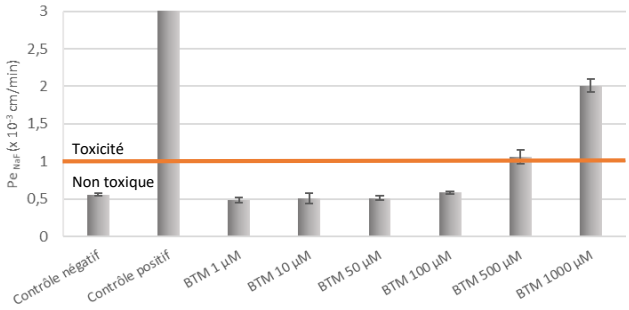


FIGURE 2. Perméabilité au marqueur d'intégrité cellulaire à différentes concentrations de BTM.

IV. CONCLUSIONS

Les premiers résultats du projet ABIOBAT montrent un caractère moussant pour l'un des produits biosourcés testés comparable au produit pétrosourcé, avec cependant un temps de malaxage plus long, qui est un des paramètres clés de la génération de mousse, de sa stabilité et de l'obtention des performances souhaitées. Les premiers tests microbiologiques montrent un pouvoir antimicrobien de BTM mais pas de ROQU1. Des essais complémentaires à l'échelle de la mousse devront confirmer sa résistance à la prolifération de microorganismes. Enfin, les agents moussants testés ne montrent pas de caractère toxique vis-à-vis de la barrière hémato-encéphalique ce qui est gage de sécurité pour l'utilisateur comme l'usager.

Les auteurs tiennent à remercier la Région Hauts-de-France pour son soutien notamment financier dans la réalisation du projet ABIOBAT. Les auteurs remercient également Hervé Gombert de l'entreprise Roquette pour avoir fourni les protéines végétales étudiées.

REFERENCES

G. Samson, A. Phelipot-Mardel & C. Lanos, Thermal and mechanical properties of gypsum cement foam concrete: effects of surfactant, Eur. J. Environ. Civ. Eng. (2016) 1–20, https://doi.org/10.1080/19648189.2016.1177601.

D. Langevin, Aqueous foams and foam films stabilised by surfactants. Gravity-free studies, Comptes Rendus Mécanique, Volume 345, Issue 1, 2017, Pages 47-55, ISSN 1631-0721, https://doi.org/10.1016/j.crme.2016.10.009.

Verdier T., Coutand M. Bertron A. & Roques C. (2014) A review of indoor microbial growth across building materials and sampling and analysis methods. Building and Environment 80:136-149, DOI: 10.1016/j.buildenv.2014.05.030.

Cecchelli R., Aday S., Sevin E., Almeida C., Culot M., Dehouck L., Coisne C., Engelhardt B., Dehouck M.-P., Ferreira L. (2014) A stable and reproducible human blood-brain barrier model derived from hematopoietic stem cells. PLoS ONE, 9 (6), DOI: 10.1371/journal.pone.0099733.

Formalisation et évaluation de scénarios prospectifs pour la mobilité urbaine

Lashermes C.[1,2], Bulou O.[3], Taillandier F.[1], Baudrit C.[2], Curt C.[1], Fernandez C.[2]

[1] *RECOVER (INRAE, Aix Marseille Univ.), Aix-en-Provence, France.*

[2] *Université de Bordeaux, INRAE, I2M, Talence, France.*

[3] *Université de Lorraine, ENSMN, Nancy, France.*

RESUME Les infrastructures de transport et plus globalement la mobilité urbaine sont des enjeux clefs pour la transition environnementale. Afin d'être support d'aide à la décision, il est nécessaire d'être capable d'évaluer le système de mobilité actuel, mais aussi d'évaluer ses évolutions possibles. Les différentes évolutions peuvent être imaginées grâce à des scénarios prospectifs. Pour que ceux-ci puissent être véritablement un support d'aide à la décision ; il est nécessaire de les traduire en des formats plus facilement appréhendables tel qu'un tableau de bord composé d'un ensemble d'indicateurs. Cet article propose une méthodologie pour formaliser et évaluer un scénario prospectif de la mobilité urbaine, issu d'un entretien, sous la forme d'un jeu d'indicateurs évalués.

Mots-clefs Prospective, Mobilité urbaine, Scénario, Indicateur

I. INTRODUCTION

Le transport concentre 31% des émissions de gaz à effet de serre (GES) de la France en 2019 et la mobilité urbaine représente 40% de l'ensemble des émissions de CO_2 du transport routier en Europe, mais aussi 70% des autres polluants liés au transport (Tsavachidis M., 2022). La transition environnementale passe donc par une réflexion sur la mobilité, et notamment urbaine. Bien évidemment, la mobilité urbaine, et les infrastructures qui la permettent, portent aussi d'autres enjeux forts qu'ils soient économiques ou sociaux. Afin de pouvoir établir une stratégie efficace pour cette mobilité, notamment par les infrastructures de transport adaptées, il est nécessaire de tout d'abord les évaluer. Mais il est aussi nécessaire de porter un regard à plus long terme en questionnant le devenir de la mobilité urbaine, soumise à de nombreuses évolutions, qu'elles soient souhaitées ou subies. Il est donc important de pouvoir connaître les évolutions possibles de la mobilité urbaine pour pouvoir s'adapter et anticiper les problèmes et défis afin de les prévenir.

La littérature scientifique utilise différentes méthodes (entretiens, revues de la littérature, ateliers…) pour exprimer et représenter des futurs possibles de la mobilité urbaine au travers de scénarios prospectifs. Ces scénarios prospectifs peuvent prendre des formes différentes : récits textuels (Shergold, 2015), tableaux ou graphiques exposant des évolutions de variables (Milakis, 2017). Les scénarios sous forme textuelle sont faciles à comprendre et apportent une vision d'ensemble, mais ils ne permettent pas de quantifier les changements possibles du système et ne sont que peu adaptés en tant que support à l'aide à la décision. A l'inverse les représentations sous

formes d'évolution de variables permettent de bien quantifier les évolutions possibles de la mobilité, mais elles restent techniques et difficilement appréhendables par de nombreux acteurs non experts de la mobilité pourtant impliqués ou impactés dans/par les décisions (élus, habitants, associations…). Il y a donc un manque d'approche se plaçant à l'interface des deux.

Il existe par ailleurs des modèles d'évaluation de la mobilité urbaine (situation actuelle) qui sont à la fois compréhensibles par l'ensemble des parties prenantes de la mobilité, mais aussi utiles et efficaces comme support d'aide à la décision ; nous pouvons citer par exemple les modèles I_SUM (Miranda et al., 2012) ou MobiVal4all (Lashermes et al. 2021). Toutefois, ces modèles ne proposent qu'une représentation de la situation actuelle de la mobilité et ne permettent pas d'évaluer son futur ni de construire des scénarios prospectifs. Ainsi, nous proposons dans cet article une méthode permettant de modéliser un scénario prospectif en se basant sur Mobival4all. Mobival4all est un modèle à base d'indicateurs permettant de transformer un ensemble de variables (e.g. « Prix d'un abonnement mensuel aux transports publics » et « Niveau de vie médian ») en indicateurs de mobilité (e.g. « Accessibilité aux transports publics pour les personnes à faible revenue »). Il permet de plus de transformer les valeurs quantitatives des indicateurs en valeurs qualitatives facilement appréhendables par l'ensemble des acteurs (« très élevé », « élevé », etc.). Nous avons ainsi retenu ce modèle, car il est particulièrement adapté à une démarche participative répondant aux enjeux d'un processus d'aménagement durable et qu'il peut être couplée à une approche de scénarios prospectifs.

II. METHODE

Dans cette étude, une approche basée sur l'élicitation de scénarios au travers d'entretiens avec des acteurs de la mobilité urbaine a été utilisée. En effet, consulter directement les acteurs est le moyen le plus rapide pour construire des scénarios plausibles et faciles à utiliser et à analyser, car ils connaissent le système et le fonctionnement de la mobilité urbaine sur leur territoire. La méthodologie d'élicitation des scénarios est divisée en 5 étapes décrites ci-dessous.

E1 : Création des scénarios. On réalise une série d'entretiens avec des acteurs de la mobilité urbaine (élus, citoyens, membres d'associations de mobilité, opérateurs...). Chaque entretien est ensuite retranscrit pour en extraire une liste de mots-clés ou expressions-clés de la mobilité et le synthétiser en scénario (sous forme textuelle).

E2 : Identification des variables. Dans chaque scénario, on identifie les variables du modèle Mobival4all. Parmi ces variables, on distingue les variables implicites, c'est-à-dire qui ne sont pas citées mais qui sont impactées par le scénario. Elles nécessiteront d'être vérifiées par la suite lors de l'étape de validation (E4). Enfin, on associe la tendance (croissante, décroissante ou stagnante), déduite depuis du scénario décrit, et cela pour chaque variable identifiée (implicites ou explicites)

E3 : Quantification de la tendance. On évalue qualitativement la tendance de chaque variable à l'horizon choisi en fonction des termes associés aux variables (Voir tableau 1). Si on ne peut pas identifier des termes significatifs, on lui affecte une qualité « moyenne » par défaut. En parallèle, on construit la correspondance quantitative de chaque niveau d'évolution selon deux méthodes :

1. Par le dire d'expert : l'expert associe directement la valeur de la variable en fonction de la tendance du scénario choisi ;

2. Par statistique : on utilise les évolutions passées de la variable (taux de croissance annuel composé) pour l'ensemble des métropoles françaises. A partir des données des variables à différentes dates, on peut évaluer un taux annuel moyen d'évolution pour chaque variable par métropole. On identifie alors, en considérant l'ensemble des métropoles les valeurs correspondantes au premier quartile, la médiane et le maximum. Ainsi le maximum, la médiane et premier quartile sont associés respectivement aux tendances "Élevé", "Moyenne" et "Faible". On peut alors calculer la valeur de la variable en fonction du taux de croissance avec la qualité évaluée.

TABLEAU 1. Évaluation qualitative des tendances

Tendances	Qualificatif	Termes associés
+++ / - - -	Elevé	*Très fortement, Massivement, Significativement, Très largement*
++ / - -	Moyenne	*Moyennement, Normalement*
+ / -	Faible	*Un peu / Pas beaucoup / Faiblement*

E4 : Validation par les personnes interrogées. Pour s'assurer que la traduction du scénario en variable est correcte, on fait valider, par la personne interrogée, les tendances et les valeurs proposées pour les variables de son scénario. C'est une étape cruciale pour éviter toute fausse interprétation (Gueroui, F., 2016).

E5 : Calcul des indicateurs. A partir des valeurs pour l'ensemble des variables à l'horizon choisi, on peut calculer les indicateurs du modèle MobiVal4all. Cela donne donc une image de la mobilité sur le territoire en accord avec le scénario prospectif créé.

III. APPLICATION

Nous avons appliqué la méthode à l'Eurométropole de Strasbourg. Une série d'entretiens avec des acteurs de la mobilité urbaine strasbourgeoise a été réalisée. Le scénario présenté en figure 1 est issu de l'un de ces entretiens.

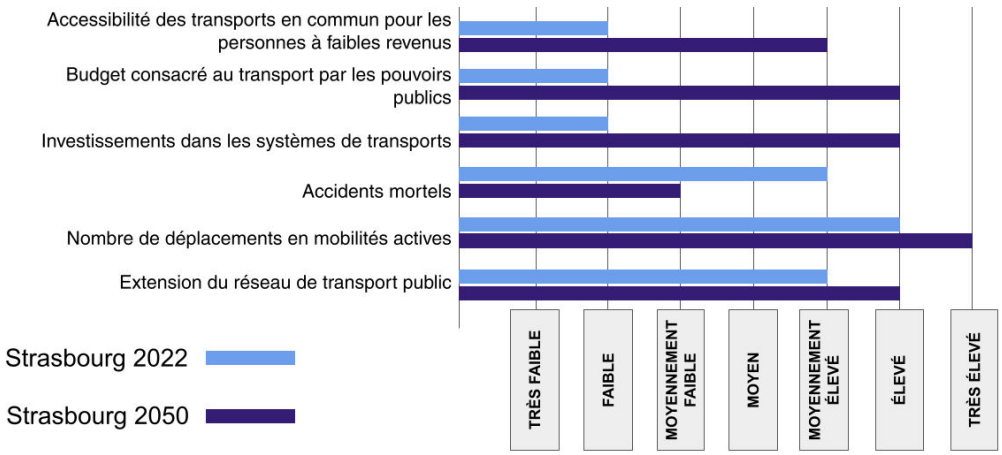


FIGURE 1. **Histogramme représentant la mobilité Urbaine à Strasbourg en 2022 et Strasbourg en 2050 avec le scénario pour 6 indicateurs du modèle Mobival4all**

Dans ce scénario, on peut noter une augmentation des investissements dans les transports publics et l'augmentation du budget consacré aux transports publics (extension du réseau). L'extension du réseau de transport public devrait entrainer une augmentation des coûts d'exploitation des réseaux de transport public. Le développement des véhicules automatisés conduira à une diminution des accidents mortels.

Ce scénario est un futur possible ; c'est le reflet de la vision de l'expert interrogé. D'autres experts ont produit d'autres scénarios, partiellement communs. Ces scénarios pourraient être comparés à des scénarios créé par des citoyens ou aux scénarios prospectifs du GIEC ou de l'association Negawatt par exemple. L'intérêt de l'approche est qu'elle apporte, au travers des indicateurs, des points de comparaison concrets, permettant de bien mesurer l'étendue des possibles, des consensus et divergences. L'enjeu n'est pas de prédire ce qui sera, mais d'imaginer ce qui pourrait être ; on ne cherche pas à définir la probabilité d'occurrence de chaque scénario. Mais l'analyse croisé de tous ces scénarios est très riche en termes de compréhension de la mobilité urbaine et son devenir.

IV. CONCLUSION

Dans cet article, nous avons proposé une méthode permettant de traduire un scénario prospectif de la mobilité urbaine issu d'un entretien, sous forme d'indicateurs. Cette méthode a ses limites : elle nous permet de traduire seulement des scénarios issus d'entretiens et non d'autres méthodes de prospective. Deuxièmement, la méthode se base sur une liste des variables prédéfinies (celles du modèle Mobival4all), ce qui limite les possibilités concernant les scénarios. Enfin, les données utilisées dans la méthodologie (notamment pour l'estimation statistique) ne concernent que les métropoles françaises. Si la méthodologie est transposable à toutes les villes et à tous les pays, il faudra collecter des données pour chaque pays. Mais on peut tout à fait imaginer faire évoluer la méthode pour l'appliquer à d'autres méthodes prospectives que l'entretien. Elle sera ainsi couplée, dans le cadre du projet SwITCh, à un modèle Agent permettant de simuler la mobilité urbaine ; il sera alors possible de déduire l'évolution de certaines variables par l'expérimentation *in silico*.

REFERENCES

Gueroui, F., 2016. La conception et l'usage de la méthode des scénarios. Management Avenir N° 87, 15–34.

Lashermes, C., Taillandier, F., Baudrit, C., Curt, C., & Fernandez, C. (2021). Vers un outil d'évaluation de la mobilité urbaine à base d'indicateurs pour un usage multiacteur. Academic Journal of Civil Engineering, 39(1), 79-82. https://doi.org/10.26168/ajce.39.1.18

Milakis, D., Snelder, M., Arem, B. van, Wee, B. van, Correia, G.H. de A., 2017. Development and transport implications of automated vehicles in the Netherlands: scenarios for 2030 and 2050. European Journal of Transport and Infrastructure Research 17. https://doi.org/10.18757/ejtir.2017.17.1.3180

Miranda, H. de F., Rodrigues da Silva, A.N., 2012. Benchmarking sustainable urban mobility: The case of Curitiba, Brazil. Transport Policy 21, 141–151. https://doi.org/10.1016/j.tranpol.2012.03.009

Shergold, I., Lyons, G., & Hubers, C. (2015). Future mobility in an ageing society–Where are we heading? Journal of Transport & Health, 2(1), 86–94.

Tsavachidis, M., Petit, Y.L., 2022. Re-shaping urban mobility – Key to Europe´s green transition. Journal of Urban Mobility 2, 100014. https://doi.org/10.1016/j.urbmob.2022.100014

La pierre naturelle de construction, étude des transferts de chaleur et d'humidité et analyse de cycle de vie

Tristan PESTRE[1], Emmanuel ANTCZAK[2], Franck BRACHELET[2], Didier PALLIX[1], Quentin LEBONNOIS[1]

[1]*Centre Technique de Matériaux Naturels de Construction (CTMNC), 17 rue Letellier, 75015 Paris.*

[2]*Univ. Artois, IMT Nord Europe, Junia, Univ. Lille, ULR 4515, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement (LGCgE), F-62400 Béthune, France.*

RESUME. L'urgence climatique nous pousse à revoir nos modèles sociétaux, notamment en matière de développement et de consommation. Dans le secteur de la construction, qui est l'un des plus impactant, une solution pour lutter contre le réchauffement global pourrait être de favoriser la mixité des matériaux naturels, bio-sourcés ou géo-sourcés produits localement afin de bâtir des habitats confortables, sains et durables. Cette étude est consacrée à deux représentants de la catégorie, que sont la pierre naturelle calcaire et la fibre de bois. Les résultats expérimentaux issus de mesures effectuées sur des échantillons de parois seront confrontés à ceux provenant de simulations numériques afin d'analyser les effets des transferts couplés de chaleur et d'humidité, ainsi que d'évaluer la pertinence des modèles pour ce type de matériaux. Une seconde partie présentera l'analyse environnementale de plusieurs maçonneries en pierres naturelles dans le but de déterminer les principaux flux contributeurs de l'impact.

Mots-Clés : Analyse de cycle de vie, Transferts couples de chaleur et d'humidité, Composants de bâtiments durables.

I. INTRODUCTION

L'étude conjointe des transferts de chaleur et d'humidité revêt une importance capitale sur de nombreux aspects liés aux constructions et plus particulièrement aux bâtiments. En effet, non seulement la présence d'eau va modifier le comportement thermique des matériaux, ayant alors un impact direct sur les performances énergétiques et le confort des occupants ; mais elle peut également être à l'origine de pathologies entraînant des conséquences néfastes sur la durabilité des ouvrages et la santé humaine. Certains auteurs ont étudié les transferts hygrothermiques dans les roches (Vigroux et al., 2021), tandis que d'autres se sont intéressés aux modèles physico-mathématiques permettant de les simuler. Dans cet article, nous présenterons succinctement l'étude réalisée dans le cadre d'un travail de thèse, qui traite notamment des transferts hygrothermiques dans les pierres naturelles. L'objectif de la démarche est d'analyser le comportement de ces matériaux et de confronter les résultats numériques issus de simulations à des relevés expérimentaux faits sur des échantillons de parois en chambre bi-climatique. Pour

l'analyse numérique, nous nous baserons le logiciel COMSOL Multiphysics qui intègre les modèles de bilan énergétique et de masse de l'ISO EN 15026. La seconde partie de cette étude sera consacrée à l'analyse de cycle de vie d'un panel de huit maçonneries en pierres naturelles calcaires. En effet, la nouvelle réglementation environnementale (RE2020) contraint les maitres d'ouvrages à fournir les résultats de l'ACV de leur bâtiment pour obtenir le permis de construire. Les résultats présentés permettront d'alimenter une réflexion sur les pistes d'améliorations du bilan environnemental des produits en pierres naturelles.

II. METHODOLOGIE

L'expérience en chambre bi-climatique a été menée à l'aide de deux caissons isolés thermiquement et étanches, instrumentés avec des capteurs de température et d'humidité (type HMP 60 de VAISALA), dont l'un contenait une résistance chauffante et l'autre l'évaporateur d'une machine frigorifique. La variation d'humidité est provoquée par l'utilisation alternée de solutions aqueuses à base de nitrate de potassium (KNO_3 : 94%HR), et de dessiccants au chlorure de calcium ($CaCl_2$: 0%HR). À l'interface entre les deux caissons, un bloc d'isolant en polyuréthane découpé en son centre permet d'accueillir un échantillon de paroi instrumenté à l'aide de capteurs de températures (thermocouples type T) et de capteurs d'humidité relative (type HIH-4000-003 d'Honeywell). Des fluxmètres thermiques sont encollés sur les deux faces externes de la paroi à tester (Captec). Le cas présenté concerne une pierre de Tuffeau (Brézé 49260) de 4 cm d'épaisseur, sur laquelle est apposée une laine de bois de 2 cm d'épaisseur. À l'interface, les capteurs sont fixés dans une fine rainure. Selon les sollicitations thermo-hydriques, ce cas peut être assimilé à une solution d'isolation thermique par l'intérieur ou bien par l'extérieur.

La modélisation des transferts couplés de chaleur et d'humidité a été réalisée à l'aide du logiciel COMSOL® Multiphysics en raison de sa large diffusion dans les domaines de l'ingénierie et de sa grande polyvalence. Cependant, peu de données sur les propriétés des matériaux sont directement intégrées au logiciel, contrairement à d'autres plus spécialisés exploitent des bases de données plus conséquentes, comme WUFI®. Il faut alors, soit les déterminer spécifiquement, ce que nous avons fait pour les pierres (Pestre et al., 2022), ou les extraire de la bibliographie. Pour la laine de bois, nous nous sommes ainsi basés sur les travaux de M. ASLI (Asli, 2021). Les deux modules du logiciel utilisés sont « transferts de chaleur en milieux poreux » et « transport d'espèces diluées en milieux poreux », ainsi que le couplage par un nœud multiphysique. Par conséquent, le stockage de chaleur et d'humidité, l'effet de la chaleur latente, le transport d'eau, ainsi que la dépendance à la température et à l'humidité des propriétés sont considérés.

L'analyse de cycle de vie a été réalisée après collecte des flux (matières, énergies, distances, déchets) de huit exploitations d'extraction et de transformation de pierres naturelles. Ces données d'inventaires ont été converties pour être rapportées à une unité fonctionnelle : « assurer la fonction d'un mètre carré de mur en pierre massive d'épaisseur comprise entre 20 et 32 cm, pour une durée de vie de référence de 100 ans ». La méthodologie utilisée correspond à celle des normes NF EN 15804+A1 et NF EN 15804/CN, référentes pour la déclaration environnementale des produits de construction. Le logiciel SimaPro version 9 et la base de données Ecoinvent 3.7

ont été utilisés pour la modélisation et l'évaluation de l'impact sur le cycle de vie (EICV). Les méthodes d'allocation des impacts utilisées sont celles des normes précitées.

IV. RESULTATS ET DISCUSSION

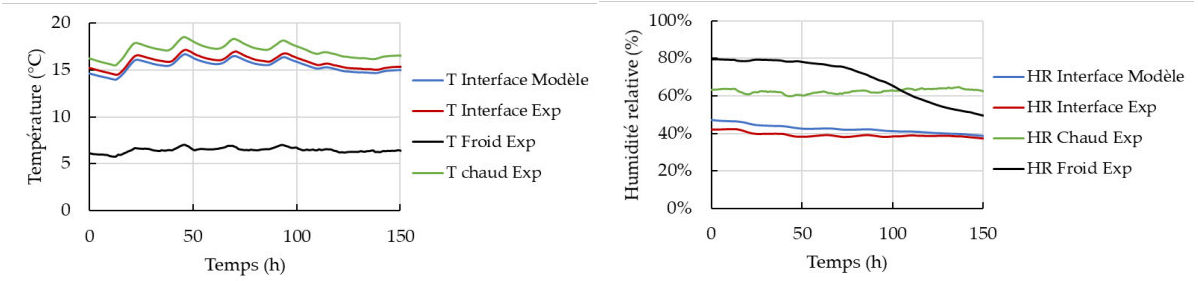


FIGURE 1. Pierre de Tuffeau avec laine de bois du côté froid, type ITE (Modèle et Expérience).

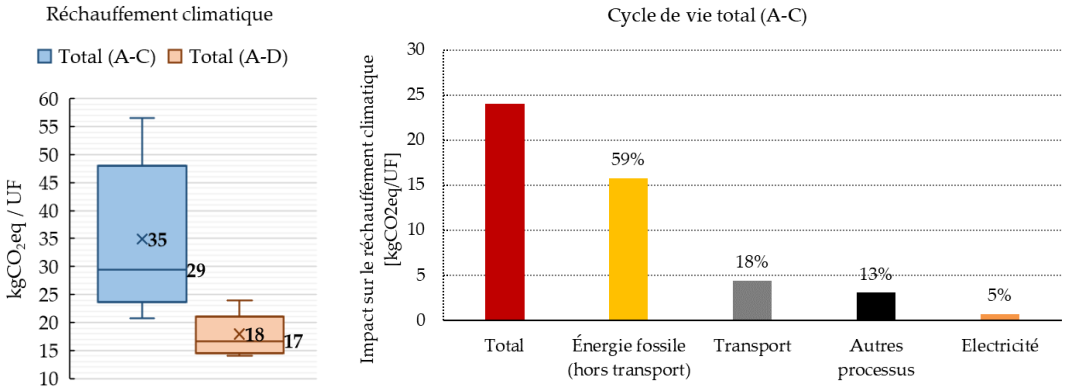


FIGURE 2. À gauche : ACV des 8 maçonneries ; à droite : principaux flux contributeurs (ex. : Tuffeau)

La confrontation des résultats expérimentaux et numériques sur les transferts de chaleur et d'humidité permet d'apprécier la pertinence du modèle et la qualité des données d'entrée. Une première configuration type « isolation thermique par l'intérieur » nous a permis de constater que la température entre la pierre et l'isolant est proche de la température du côté froid. Ce phénomène peut être à l'origine de pathologies pour la pierre qui sera davantage exposée aux risques inhérents aux cycles de gel-dégel. De plus, la faible température en ce point peut être à l'origine de condensation et donc de dégradation des performances énergétiques et de la durabilité de la paroi. Dans la figure 1, représentant « l'isolation thermique par l'extérieur », la température entre l'isolant et la pierre est assez élevée, plus proche de celle du côté chaud. Bien que l'humidité relative soit globalement élevée du côté froid comme du côté chaud, on remarque qu'elle reste moyenne entre l'isolant et la pierre. En considérant l'humidité spécifique à l'interface, on observe qu'elle est assez proche de celle du côté froid. En effet, la perméabilité à la vapeur d'eau de la laine de bois est supérieure à celle de la pierre. La température compense ce phénomène et avec ces matériaux, ce système d'isolation semble toutefois moins propice aux risques de condensation.

Les résultats des analyses environnementales présentées dans la partie gauche de la figure 2 nous montrent qu'une différence significative existe selon les étapes considérées dans le cycle de vie. L'inclusion des bénéfices et des charges au-delà du système, c'est-à-dire, le potentiel de recyclage, de réutilisation ou de réemploi des produits en pierre naturelle (A-D), permet de réduire l'impact, contrairement au cycle s'arrêtant à l'élimination des déchets (A-C). Il est à noter que les valeurs obtenues ne sont pas nécessairement représentatives de l'ensemble des exploitations de pierres calcaires françaises. Sur la partie droite de la figure 2, nous remarquons que le principal flux contributeur de l'impact est la combustion de combustibles fossiles hors transport. Cette consommation d'énergie serait partiellement liée à la dureté et à la résistance à l'abrasion de la pierre, mais aussi au rendement de l'exploitation. Pour minimiser ce flux, il faudrait donc augmenter le rendement, et recourir à des énergies moins carbonées. Avec le mix énergétique français pour la production d'électricité, nous remarquons que sa contribution est quasi négligeable. Un autre paramètre influent constaté serait l'épaisseur des produits. En effet, elle conditionne notamment le nombre de découpes nécessaires pour transformer le bloc brut en produit fini. S'agissant du fret, la masse transportée et la distance sont les deux facteurs prépondérants de l'impact. L'acheminement d'un produit fabriqué à 200 km est environ 10 fois moins impactant sur le réchauffement climatique que de le déplacer sur une distance de 2 000 km. Ceci est un bénéfice supplémentaire à la consommation de produits naturels locaux.

V. CONCLUSION

La pierre naturelle est un matériau de construction ayant démontré sa durabilité et ses possibilités architecturales. L'exploitation de cette ressource disponible pour un usage local, dans le respect des règles de protection de l'environnement, permet de proposer des produits de construction à faibles impacts environnementaux. Leur utilisation peut contribuer à atteindre les différents objectifs et engagements en faveur du climat, tel que la stratégie nationale bas carbone ou la réglementation environnementale des bâtiments (RE2020). L'étude des transferts couplés de chaleur et d'humidité revêt une importance majeure pour éviter certaines pathologies du bâti, les problèmes de santé et la dégradation des performances énergétiques. Avec ces quelques exemples, nous avons montré que les modèles existants permettent de simuler efficacement les transferts couplés, dès lors que les données d'entrée que sont les propriétés des matériaux, sont adaptées aux produits. Toutes les solutions constructives disposent d'avantages dont il faut savoir tirer profit. Pour cela, il est nécessaire d'adapter la conception des projets aux sollicitations, en utilisant pertinemment des outils de conception et des données fiables sur les matériaux.

VI. REFERENCES

Asli, M., Sassine, E., Brachelet, F., Antczak, E., Hygrothermal behavior of wood fiber insulation, numerical and experimental approach. Heat Mass Transfer 57, 1069–1085 (2021). https://doi.org/10.1007

Pestre, T., Antczak, E., Brachelet, F., Pallix, D., 2022. Multiphysical Characteristics of Limestones for Energy-Efficient and Sustainable Buildings Components. J. Mater. Civ. Eng. 34, 04022024. https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0004158

Vigroux, M., Eslami, J., Beaucour, A.-L., Bourgès, A., Noumowé, A., 2021. High temperature behaviour of various natural building stones. Construction and Building Materials 272, 121629. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121629

Etudes sur le vieillissement accéléré du capteur de résistivité électrique noyé dans le béton

Sam Ang KEO[1], Jean-Paul BALAYSSAC[2], Géraldine VILLAIN[3], Yannick FARGIER[4], Béatrice YVEN[5]

[1] *Cerema, Equipe de recherche ENDSUM, 23 Avenue Amiral Chauvin, 49130 Les Ponts-de-Cé, France*

[2] *LMDC, UPS-INSA Toulouse, 135 Avenue de Rangueil, 31077 Toulouse Cedex 4, France*

[3] *MAST - LAMES, Université Gustave Eiffel, Campus de Nantes, 44344 Bouguenais, France*

[4] *GERS - RRO, Université Gustave Eiffel, Campus de Lyon, 25 avenue François Mitterrand, 69675 Bron Cedex, France*

[5] *ANDRA, 1 Rue Jean Monnet, 92290 Châtenay-Malabry, France*

RESUME

Cet article présente une étude sur le vieillissement accéléré des capteurs de résistivité électrique développés pour le suivi de la teneur en eau des ouvrages en béton réalisés dans la formation argileuse du Callovo-Oxfordien à plus de 500 m de profondeur. L'objectif est de tester la réponse des capteurs dans le cas où la solution interstitielle de l'argilite viendrait à pénétrer dans la porosité du béton ou parce que la carbonatation atteindrait une profondeur suffisante pour atteindre les premières électrodes du capteur. Deux campagnes expérimentales avec des éprouvettes cylindriques (de diamètre 11 cm et de hauteur 22 cm) ont été réalisées : l'une pour les essais au contact de la solution d'argilite (sur une période de 80 jours d'immersion) et l'autre pour les essais en carbonatation accélérée jusqu'à 165 jours. Les résultats de mesures en configuration transmission et Wenner ont été interprétés. Les essais des capteurs au contact de la solution interstitielle d'argilite ont permis de vérifier la bonne tenue des capteurs dans un environnement à pH neutre par comparaison au milieu basique du béton. Les premiers essais en carbonatation accélérée ont révélé une forte sensibilité à la carbonatation de la mesure en transmission limitant son apport à la problématique.

Mots-clefs Vieillissement accéléré, capteur de résistivité électrique, carbonatation, argilite

I. INTRODUCTION

La résistivité électrique est un des indicateurs de durabilité du béton. Elle est sensible à plusieurs éléments constitutifs du béton et notamment sa teneur. Dans l'objectif de caractériser et suivre la teneur en eau dans le béton (C35/45) des ouvrages de l'Andra, deux capteurs de résistivité

électrique (Echelle et Anneau) sous forme de circuit imprimé ont été conçus et réalisés (J. Badr 2019a). Ces deux capteurs multi-électrodes noyés dans le béton et permettent d'obtenir un profil de résistivité électrique en fonction de la profondeur et de suivre son évolution au cours du temps. Les capteurs « Echelle », permettant des mesures centimétriques, ont été validés à partir d'essais sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 11 cm et de hauteur 22 cm (J. Badr 2019b). L'étude sur le vieillissement accéléré des capteurs « Echelle », présentée dans cet article, a pour objectif de tester la réponse des capteurs dans le cas où la solution interstitielle de l'argilite viendrait à pénétrer dans la porosité du béton ou parce que la carbonatation atteindrait une profondeur correspondante aux premières électrodes du capteur. Deux campagnes expérimentales avec des éprouvettes ont été réalisées : l'une pour les essais au contact de la solution d'argilite et l'autre pour les essais en carbonatation accélérée.

II. CAMPAGNES EXPERIMENTALES

A. Essais au contact de la solution interstitielle de l'argilite

La composition de la solution interstitielle de l'argilite du Callovo-Oxfordien fournie par l'Andra, déjà utilisée dans plusieurs autres études sur l'argilite (D. Jougnot 2009; F. Bazer-Bachi 2006) est donnée dans le Tableau 1.

TABLEAU 1. Concentration de la solution interstitielle de l'argilite (E. Jacquot 2002)

Paramètre	Unité	Valeur
pH	-	7.3
$[Na^+]$	(mol. L^{-1})	4.17×10^{-2}
$[K^+]$	(mol. L^{-1})	5.40×10^{-3}
$[Ca^{2+}]$	(mol. L^{-1})	9.74×10^{-3}
$[Mg^{2+}]$	(mol. L^{-1})	7.68×10^{-3}
$[Cl^-]$	(mol. L^{-1})	7.19×10^{-2}
$[SO4^{2+}]$	(mol. L^{-1})	4.40×10^{-3}

Trois éprouvettes ayant l'âge de 18 mois (repérées 2, 4 et 5), chacune instrumentée avec un capteur « Echelle », ont été partiellement immergées dans les solutions (Fig.1) et une mesure de la résistivité a été effectuée à différentes échéances. Ces éprouvettes avaient été conservées dans une salle à une température de 20 °C, et une humidité relative de 65% avant ces tests en solution (et avaient été également conditionnées, après le coulage, pendant 1 mois en cure humide). Le pH de la solution a également été mesuré à chacune de ces échéances.

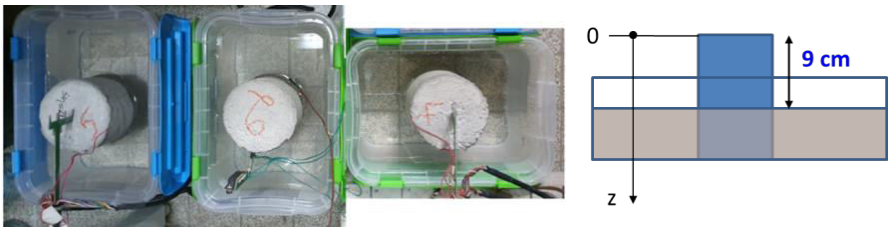


FIGURE 1. Dispositif expérimental avec la solution interstitielle de l'argilite

B. Essais en carbonatation accélérée

Afin de tester la réponse des capteurs en cas de carbonatation du béton, deux éprouvettes ont été placées en condition de carbonatation accélérée dans une enceinte contenant 50% de CO2 (Fig.2). Les éprouvettes ont été recouvertes de papier aluminium sur leur face latérale et sur une extrémité, l'autre extrémité étant exposée à la pénétration du CO2. L'humidité relative dans l'enceinte est régulée à 65%. Les éprouvettes avaient été conservées deux mois à cette humidité relative avant de les placer dans l'enceinte.

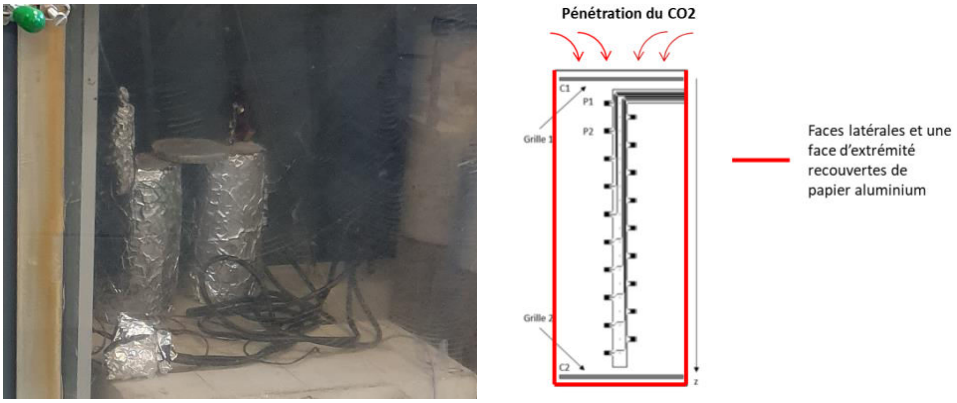
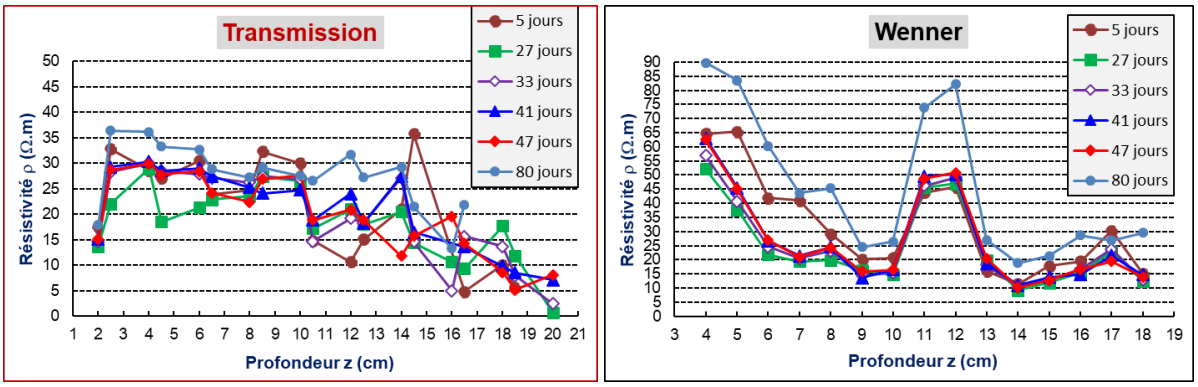


FIGURE 2. Eprouvettes placées dans l'enceinte de carbonatation pour des essais en carbonatation accélérée

III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

A. Résultats des essais avec la solution interstitielle de l'argilite

La Figure 3 présente les résultats obtenus sur l'éprouvette 4 sur une période de 80 jours d'immersion en configuration transmission (protocole d'acquisition utilisant les grilles cf. Fig.2) et Wenner (J. Badr 2019b). La surface supérieure de l'éprouvette correspond à la profondeur z=0 cm sur la fig. 3. Pour rappel, les 9 premiers centimètres de l'éprouvette ne sont pas immergés (Fig. 1).



(a) *(b)*

FIGURE 3. Evolution du profil de résistivité en fonction du temps

On remarque tout d'abord un gradient de résistivité entre la partie supérieure non immergée, plus résistive et la partie inférieure immergée. Ceci est particulièrement visible pour la mesure en configuration Wenner. En transmission, il est difficile de différencier les courbes de résistivité aux différentes échéances y compris pour la plus tardive (80 jours). En revanche, pour la mesure en configuration Wenner, on relève d'une part que les mesures réalisées à partir de cinq jours n'ont pas permis de détecter la montée du front de la solution d'argilite, d'autre part que la résistivité augmente significativement à 80 jours y compris dans la partie immergée. Cette augmentation peut être expliquée par une réhydratation partielle de la pâte de ciment. Elle a également été observée sur l'éprouvette 5 à peu près dans les mêmes amplitudes. Le suivi du pH a montré une augmentation de 7,3 à 7,9 sur les trois premières semaines de l'essai puis une stabilisation.

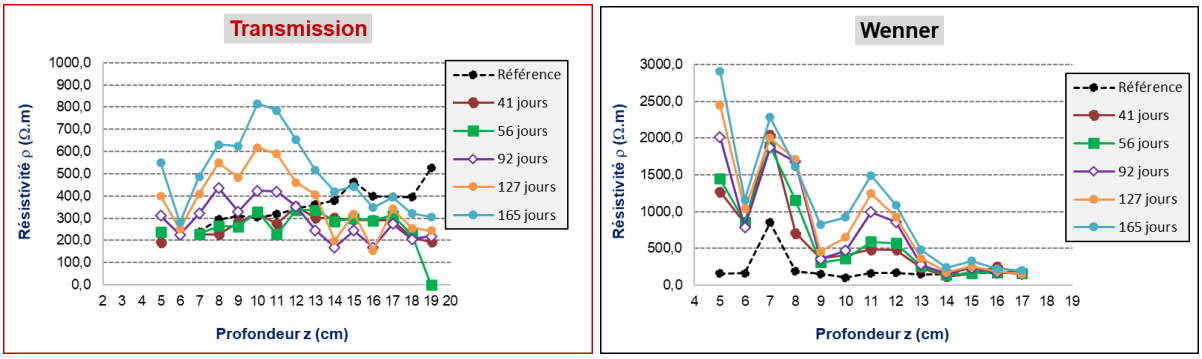
Ces essais permettent de conclure sur la capacité des capteurs à supporter un environnement différent de celui imposé par la solution interstitielle du béton de pH égal à 13 environ. Le contact du capteur avec la solution d'argilite ne semble pas altérer son fonctionnement tout au moins sur la durée d'observation de cette étude.

Pour assurer le bon fonctionnement du capteur, les résultats des tests dans la solution interstitielle du béton ont été comparés avec ceux obtenus par la sonde de conductivité électrique (avec petits écarts de valeurs de résistivité).

B. Résultats des essais en carbonatation accélérée

La Figure 4 présente uniquement les résultats obtenus sur une éprouvette en transmission et en Wenner. La profondeur z est mesurée à partir de la surface exposée à la pénétration du CO2.

On note tout d'abord une différence significative entre le profil mesuré en conditions de référence et celui mesuré après 41 jours d'exposition dans l'enceinte. En mode Wenner, la résistivité augmente sur toute la profondeur ce qui pourrait être attribué au séchage. En revanche en transmission ce gradient n'est pas observé et ce n'est qu'à partir de 92 jours que la résistivité évolue mais initialement sans variation significative en fonction de la profondeur. Entre 92 et 165 jours, la résistivité augmente de façon très significative au cœur de l'éprouvette en transmission. Cette augmentation est également plus importante entre 8 et 12 cm de profondeur dans la configuration Wenner.



(a) *(b)*

FIGURE 4. Résistivité en fonction de la profondeur et du temps dans une éprouvette exposée à la carbonatation

IV. CONCLUSIONS

Cette étude sur le vieillissement accéléré permet de conclure sur la capacité des capteurs développés à supporter un environnement différent de celui imposé par la solution interstitielle du béton de pH égal à 13 environ. Les essais des capteurs au contact de la solution interstitielle d'argilite ont permis de vérifier la bonne tenue des capteurs sur 80 jours dans un environnement à pH neutre par comparaison au milieu basique du béton et une meilleure sensibilité des mesures en configuration Wenner. Ce comportement a été confirmé par la productivité des mesures sur différentes éprouvettes. Les essais en carbonatation accélérée ont révélé une forte sensibilité de la mesure en transmission et une bonne tenue des capteurs sur 165 jours. En perspective, des essais complémentaires à plus long terme devraient être réalisés pour confirmer les comportements observés.

REFERENCES

D. Jougnot. (2009). Étude géophysique des phénomènes de transfert dans les argilites du Callovo-Oxfordien partiellement saturées en eau : application à l'EDZ du site de Bure, Université de Savoie.

E. Jacquot. (2002). "Composition des eaux interstitielles des argilites du Callovo-Oxfordien non perturbées: état de la modélisation." ANDRA Report D NT ASTR 02-041.

F. Bazer-Bachi, E. Tevissen, M. Descostes, B. Grenut, P. Meier, M.-O. Simonnot, M. Sardin. (2006). "Characterization of iodide retention on Callovo-Oxfordian argillites and its influence on iodide migration." Physics and Chemistry of the Earth 31 517–522.

J. Badr. (2019a). Conception et validation d'un capteur noyé de résistivité électrique en vue du suivi des profils de teneur en eau dans les bétons, Université Toulouse III - Paul Sabatier.

J. Badr, Y. Fargier, S. Palma-Lopes, F. Deby, J.P. Balayssac, S. Delepine-Lesoille, L. M. Cottineau, G. Villain. (2019b). "Design and validation of a multi-electrode embedded sensor to monitor resistivity profiles over depth in concrete." Construction and Building Materials, 223, 310–321.

Effects of Mining Site Waste Marble on Concrete Fresh and Hardened Properties

Mohammad Rafi RAFI[1,3] , Safiullah OMARY[2], Elhem GHORBEL[1], Amanullah FAQIRI[1]

[1] *Department of Civil Engineering, University de Cergy-Paris, L2MGC F-95000 Cergy-Pontoise, France*

[2] *ICube, Department of Civil Engineering, INSA Strasbourg University 67000 Strasbourg, France*

[3] *Department of Civil and Industrial Construction, Kabul Polytechnic University, Kabul, Afghanistan*

ABSTRACT: The marble industry in Afghanistan produces massive waste due to the lack of professional laborers and advanced machinery. These wastes, which contain both powder and aggregates, are usually deposited in landfills. According to the previous studies, marble wastes could be used for construction purposes especially in cementitious structures. This research aims to incorporate wastes marble in the concrete industry to preserve the eco-environmental issues and support sustainable Engineering. A comparative study is conducted by replacing the same quantities of waste marble by an industrial product, a calcareous filler supplied by Omya SAS. The used marble waste was directly collected from the mining site located at Nangarhar, the eastern province of Afghanistan. The marble waste consisted of 29% particle size of less than 63µm, and the remaining 71% were sand particles. Mining site waste marble (MSWM) and limestone fillers were incorporated at different percentage by the total volume of concrete: 3.5%, 4% and 4.5%. The reference concrete was designed to achieve the resistance of C25|30. The outcomes indicate some improvement in the workability of concrete with the increase of waste marble dosage. The optimal dosage of MSWM incorporation that does not change concrete strength significantly, was obtained for 4%. This dosage corresponds to 7.5% cement replacement and 12% sand replacement

Keywords: Waste marble, Limestone fillers, GHORI cement, Concrete, Mechanical properties

I. INTRODUCTION

Afghanistan has extensive dimensional rocks sources such as marble and granite to supply and export them to the middle east and other Asian countries. However, the Afghan marble industry has suffered from a severe lack of investment and poor access to international markets due to the ongoing war over the past three decades. According to the USA geology agency, the total marble mining volume is estimated at around 1.3 billion tons, making about $200 billion, Ministry of Mining and Petroleum of Afghanistan (2019). Abandon of the waste marble materials directly results in serious environmental problems and challenges. Therefore, the reuse and recycling of waste materials have been emphatically highlighted. Many researches have been conducted on the utilization of waste marble in the mortars and concrete industry to reduce the overall cost of cementitious structures and to manage the waste scientifically. In the same context, Hafiz *et al.*, (2019) studied the effect of partial cement replacement by marble waste powder with different dosages (from 0% to 20%) by cement weight on various properties of concrete. The optimum percentage for replacing marble powder with cement, which can increase the concrete strength and play a significant role in concrete, was highlighted as 10%. Similarly, waste marble was utilized as cement replacement in mortars by Vardhan *et al.*, (2015) to explore the mechanical properties and microstructural analysis of cement mortar. The results, they obtained, indicate that up to 10% of marble powder can be used as cement replacement with no negative impact on the mechanical properties. Many similar studies revealed the same optimal dosage in concrete and mortars production. Hence, this study also focuses on the valorization of marble waste in concrete production to reduce cement usage and produce light weight and cheaper concrete.

II. MATERIALS

A. Materials and Methods

Ordinary Portland cement available in Afghanistan named GHORI with physical properties and chemical composition listed in *Table 1* was utilized. The waste marble was directly collected from the mining site located at Nangarhar, the eastern province of Afghanistan. The waste marble consisted of 29% fine parts with a particle size less than 63µm, and the remaining 71% were sand particles with properties listed in *Table 1*. Fine waste marble (FWM) and sand waste marble (SWM) were used as cement and sand replacement by concrete mix volume, respectively. In addition, limestone filler (CARBOSABLE-AU) certified to ISO 9001 supplied by OMYA France with 2.7 gr/cm^3 specific gravity and 3000 cm^2/gr specific surface area was used with the same amount of cement replacement as the FWM. Natural sand 0/4 and natural gravel 6.3/20 were used as aggregates. Concrete with C25/30 resistance class and XC1 exposure class was designed on the basis of ACI Standard *ACI 211* (2002).

TABLE 1. Physical properties and chemical composition of cement and fine waste marble

Components	Chemical Composition (%)		Physical Properties		
	GHORI Cement	Waste Marble	Properties	Cement	FWM
SiO_2	17.63	2.18	Specific gravity(gr/cm^2)	2.904	2.74
Al_2O_3	4.892	0.53			
Fe_2O_3	2.016	0.04	Specific surface area (cm^2/gr)	2500	3894
MgO	1.327	3.394			
CaO	63.44	51.21	Consistency (%)	0.280	-
Na_2O	1.374	0.536	Initial and final setting times (mins)	97	-
SO_3	4.215	0.054		186	-

Seven concrete formulations differing in the ratios of FWM, SWM and LF incorporation were designed (*Table 2*): reference concrete (Ref, with no additives), concrete with 3 dosages of MSWM (WM3.5, WM4, WM4.5) and concrete with 3 dosages of LF.

TABLE 2. Proportion of concrete components for reference and specimens containing waste marble or LF

Components (Kg/m^3)	Density (Kg/m^3)	Mixes Code						
		Ref.	LF 1	LF 1.2	LF 1.3	WM3.5	WM4	WM4.5
Total marble waste/Fillers		0	27.81	31.78	35.76	92.52	105.74	118.95
FWM-LF/Cement (%) in volume	2740	0	6.5	7.4	8.3	6.5	7.4	8.3
SWM/aggregates in volume (%)	2604	0	0	0	0	10.3	11.7	13.2
GHORI cement (Kg)	2904	454.5	426.69	422.72	418.74	426.69	422.72	418.74
Water (Kg)	1000	200	199.98	199.98	199.98	199.98	199.98	199.98
Fine waste marble" FWM" – LF (Kg)	2740	0	27.81	31.78	35.76	27.81	31.78	35.76
Sand waste marble "SWM" (Kg)	2604	0	0	0	0	64.71	73.95	83.20
Coarse Natural Aggregate 6.3/20 (Kg)	2740	1028.7	1028.7	1028.7	1028.7	1028.7	1028.7	1028.7
Fine Natural aggregate 0/4 (Kg)	2580	623.24	623.24	623.24	623.24	556.85	547.54	538.23
Super plasticizer (%)	1150	2.27	2.13	2.11	2.09	2.13	2.11	2.09
Approximate air content (%)		2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
Ratio (W/B)		0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44	0.44

As the specific gravity of calcareous fillers is almost the same than this of FWM we replaced it by 6.5%, 7.4% and 8.3% by volume of cement and the derived concrete formulations will be designed as also, LF1, LF1.2 and LF1.3 where 1%, 1.2% and 1.3% are the dosage of limestone filler by the overall volume of concrete mix.

II. RESULTS AND DISCUSSIONS

A. Physical Properties

Workability:

The targeted type S2 consistency slump test was conducted based on NF EN 12350-2 (2012) by Abrams cone to characterize the concrete workability (with S=9$^{\pm 1}$ cm). Incorporation of the waste marble (cement and sand replacement) and limestone filler as a partial replacement of cement in concrete, seems to have a beneficial effect on the concrete's workability. Increasing the replacement ratio leads to the increase of the slump *(Figure 1)*. Two facts are laying behind the increment in the amount of workability. Firstly, the amount of water demand for WMP that replaces the same amount of cement is less than the water demand of cement, the water requirement to lubricate the grains decreases, and extra water makes the concrete mix more flowable. Secondly, the surface of marble sand that replaced natural sand is more rounded and flatter than natural sand that helps to avoid fraction force and let the particles flow freely. Similar results have been reported by Sharma *et al.,* (2019).

Water absorption and porosity:

The water absorption and porosity of the concrete samples were tested under vacuum according to the French standard NF P18-459 (2010). The outcomes for water absorption coefficient and porosity at 24 h are shown in *Figure 2*. The increase of the replacement ratio of cement by WMP leads to a slight increase in water absorption coefficient and porosity. Thus, the increase of porosity is attributed to the fact that the water demand of cement is more than this of FWM, while the W/B ratio is constant for all mixes. Therefore, the exceeded water from the marble waste that replaced the cement resulted in porosity.

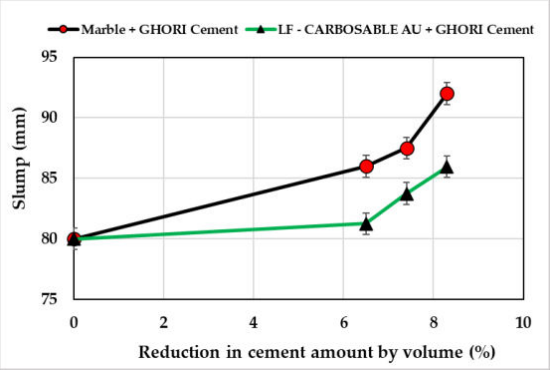


FIGURE 1. Concrete slump flow

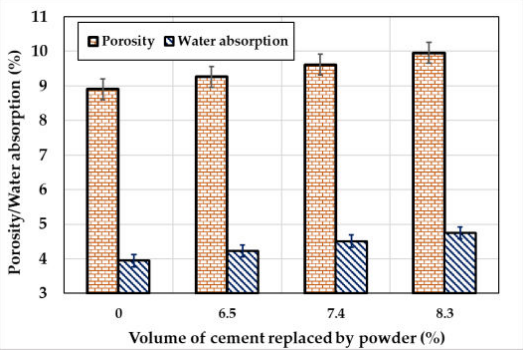


FIGURE 2. Porosity and water absorption

B. Mechanical Properties

Compressive and splitting tensile strengths:

The un-axial compressive and splitting tensile tests were carried out on the cylindrical test specimens Φ 110× 220 mm after 28th days curing in water as recommended by standard NF EN 12390-6 (2012). The experimental results are collated in *Figure 3 and Figure 4*, respectively. It appears that the compressive strength and splitting tensile strength of samples decrease slightly with the increase in

the incorporation rate of waste marble. Up to 6.5% the effect of LF on strengths is comparable to this of FWM and the obtained strengths are like those the Ref concrete. However, by increasing the dosage of MSWM, the dosage of SWM increases and its effects becomes predominant leading to a slight decrease of the strengths of the concrete especially for 8.3 replacement by cement volume.

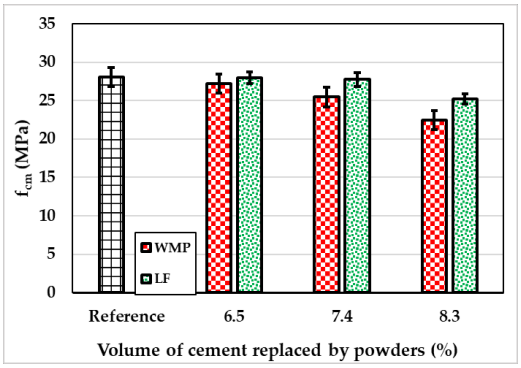


FIGURE 3. **Compressive strength**

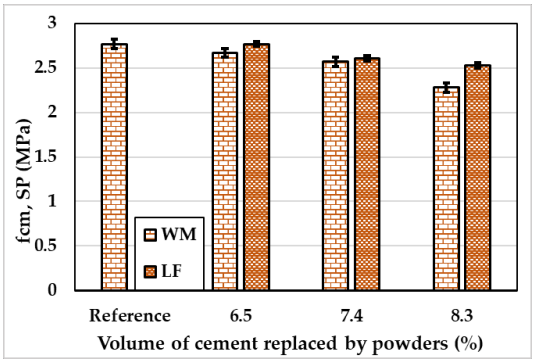


FIGURE 4. **Splitting tensile strength**

GENERAL CONCLUSION

Considering the outcome results and facts, this research draws the following concluding points.

- Both WM and LF could be utilized to a particular dosage of (8-10) % by volume of cement and 4% by volume of overall concrete mix to maintain the same properties of reference OPC concrete. Further, an increase in cement reduction negatively impacts concrete properties.
- Workability increased with the application of both WM and LF as cement replacements because the demand of water and specific gravity of both powders are more minor than OPC.
- Mechanical properties did not change remarkably until a specific dosage of 8% cement and 13% sand replacement by waste marble. Similarly, with the utilization of LF until 8% cement replacement, mechanical properties variation was more minor. As much as the incorporation dosage of waste increased, the mechanical properties were reduced due to cement reduction and increasing porosity.

REFERENCES

ACI 211. 2002. “Standard Practice for Selecting Proportions for Normal, Heavyweight, and Mass Concrete.” *American Concrete Institute*.https://pdfs.semanticscholar.org/ad80/1b522c5e725056a5a90d7d00bfa20356384a.pdf.

Hafiz, Sheikh Shariq, Er. Sameer Malhotra, and Er. Tarandeep Singh. 2019. “Experimental Analysis of Addition of Marble Waste Dust Powder Partially Replacing Cement.” *International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET* 06 (10 Oct): 487–91.

Ministry of Mining and Petrolum of Afghanistan. 2019. “Series Price of Marble in Afghanistan.” Kabul. 2019. https://momp.gov.af/sites/default/files/2019-04/1 MoMP Full Report on Marble_reduce.pdf.

NF EN 12350-2. 2012. “Tests for Fresh Concrete - Part 2: Slump Test.” *Cedex-France: AFNOR*, 2012.

NF EN 12390-6. 2012. “Tests for Hardened Concrete - Part 6: Determination of Tensile Strength by Splitting Test Specimens.” *Cedex-France: AFNOR*, 2012.

NF P18-459. 2010. “Concrete - Testing Porosity and Density.” *Cedex-France: AFNOR*, 2010.

Sharma, Amit Kumar, Nitin Mishra, and Sakshi Gupta. 2019. “Waste Marble Dust As a Partial Replacement of Cement and Fine” 6 (6): 2633–39.

Vardhan, Kirti, Shweta Goyal, Rafat Siddique, and Malkit Singh. 2015. “Mechanical Properties and Microstructural Analysis of Cement Mortar Incorporating Marble Powder as Partial Replacement of Cement.” *Construction and Building Materials* 96: 615–21. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.08.071.

Propriétés thermiques et mécaniques des mortiers à base de terre excavée stabilisée

Mohammed NOUALI[1], Elhem GHORBEL[1]

[1] *L2MGC, CY Cergy Paris Université, 05 Mail Guy Lussac, 95031, Neuville sur Oise, Cergy Pontoise Cedex, France.*

RESUME L'objectif de cet article est de valoriser la terre excavée issue des travaux de creusement du tunnel de Grand Paris Express pour élaborer des mortiers à base de terre. L'effet de dosage en ciment et de chènevotte ont été testés. L'ouvrabilité, la résistance mécanique et les propriétés thermiques des mortiers de terre ont été mesurés. Les résultats ont montré que l'ouvrabilité des mortiers diminue légèrement avec l'augmentation du pourcentage de ciment ou de la teneur en fibre naturelle. La résistance mécanique augmente avec l'augmentation du pourcentage en ciment. Les propriétés thermiques ont été améliorées après l'ajout de chènevotte. Les fibres sont bien distribuées dans la matrice mais présentent aussi une décohésion avec la matrice.

Mots-clefs : Terre excavée, Grand Paris Express, mortier de terre, conductivité thermique

I. INTRODUCTION

Le projet du Grand Paris Express est un projet techniquement extraordinaire mais à impact environnemental qui n'est pas des moindres. Nous citons, 45 millions de tonnes de terre seront extraites sur la durée des travaux de creusement du tunnel de Grand Paris. Nous sommes sollicités ainsi, dans le cadre de notre projet, pour valoriser ces quantités de terre excavée énormes.

Plusieurs travaux de recherche ont été menés pour valoriser les terres excavées locales issues des travaux de terrassements superficiels afin d'élaborer des mortiers à base de terre, des constructions en pisé, des enduits pour murs en maçonnerie, des blocs de terre, …(FARIA et al., 2014; Gomes et al., 2018). De nombreux liants ont été testés comme stabilisant tels que le ciment Portland, le ciment naturel, la chaux hydraulique, la chaux aérienne hydratée, les géopolymères, … (Gomes et al., 2018; Siddiqua & Barreto, 2018). Certaines fibres telles que les fibres naturelles, les fibres de chanvre, les fibres de noix de coco ont été testées afin de diminuer les fissurations dues aux retrait des argiles existant dans la terre (Cardoso et al., 2013; Raavi & Tripura, 2020).

En revanche, il y a très peu de travaux de recherche sur la valorisation de la terre excavée issue du tunnel (travaux de terrassements profonds). Les seuls travaux qui traitaient de la question proposent de substituer les gravillons naturels au gravier extrait de ladite terre pour fabriquer du béton (Voit & Zimmermann, 2015). Ce manque de documentation, nous a amené à développer des pistes de recherche approfondies sur l'étude de l'influence de la teneur en fibre naturelle (chènevotte) et du pourcentage en ciment sur le comportement thermique et mécanique des mortiers à base de terre excavée.

II. Matériaux et méthodes

La terre excavée utilisée dans ce travail est issue des travaux de creusement du tunnel de paris (ligne 16) dans le cadre du projet Grand Paris Express et fournie par l'entreprise TRACTEBEL-ENGIE. Les résultats de tamisage humide ont montré que ladite terre est un mélange de graviers 4-20 mm (3.9%), de sable 0.063-4 mm (52.8%), de particules fines < 63 µm (27.3%) et de l'eau (16%). La petite portion de gravier a été retirée de la terre excavée afin d'élaborer un mortier à base de terre. Les analyses chimiques ont montré que la nature minéralogique des constituants de la terre excavée est principalement le dolomite et le calcite (roche calcaire). Le ciment utilisé est un ciment Portland CEM I 52.5 avec une densité de 3.1. La taille des fibres de chènevotte varie entre 0.5 et 2.5 cm avec une masse volumique de 105 Kg/m^3 et un coefficient d'absorption d'eau à 24 h de 223$^{\pm 5}$%.

Plusieurs formulations de mortiers à base de terre ont été adoptées (Tableau 1). Trois pourcentages de ciment (stabilisateurs) et trois teneurs en chènevotte ont été testées. Les mortiers ont été conservés dans une enceinte climatique à 20 ± 2 °C et 50 ± 5 % HR. L'ouvrabilité des mortiers de terre a été évaluée par l'essai d'étalement selon la norme EN 1015-3. Les résistances à la compression, après 28 jours, sur des éprouvettes cylindriques 7 cm x 14 cm et à la flexion sur des éprouvettes 4x4x16 cm^3 ont été mesurées selon la norme EN 196-1. Les propriétés thermiques ont été mesurées à l'aide de l'appareil Hot Disk sur des éprouvettes 4x4x16 cm^3 préalablement séchées, jusqu'à l'obtention d'une masse constante afin d'éliminer l'effet de la teneur en eau sur les propriétés thermiques des mélanges.

Tableau 1 : formulations de mortiers à base de terre excavée stabilisée

% par masse	M_0	M_1	M_2	M_3	M_4	M_5	M_6	M_7	M_8	M_9	M_{10}	M_{11}
Terre excavée	69,6	69,2	68,8	68,4	67,6	67,2	66,8	66,4	65,6	65,2	64,8	64,4
Ciment	5	5	5	5	7	7	7	7	9	9	9	9
Eau*	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25	25
Superplastifiant	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
chènevotte	0	0,4	0,8	1,2	0	0,4	0,8	1,2	0	0,4	0,8	1,2
C/T_{ex}	0,07				0,10				0,14			
* y compris l'eau présente dans la terre excavée, **C** : Ciment, **T_{ex}** : Terre excavée												
Etalement (cm)	16,5	15.5	15	15	15,5	15,25	15	14.25	15	15	13.75	13.75

III. Résultats et discussions

La tableau 1 montre les résultats d'étalement des mortiers à base de terre en fonction du pourcentage du ciment et de la teneur en chènevotte. Il est remarquable que l'ouvrabilité des mortiers diminue légèrement avec l'augmentation du pourcentage de ciment ou de la teneur en fibre naturelle. Les résultats ont montré que les valeurs de l'étalement varient entre 14 et 16 cm pour tous les mélanges, ce qui montre que les teneurs de stabilisant testées (5, 7 et 9%) et de la fibre de chènevotte (0,4, 0,8 et 1,2%) ont un faible effet sur l'ouvrabilité des mortiers. Gomes et al. (2018) ont montré que la quantité d'eau doit être ajustée afin d'obtenir une consistance comprise entre 160 et 176 mm, ce qui correspond à une excellente maniabilité des mortiers à base de terre.

La Fig. 1 montre la résistance à la compression et à la traction des mortiers à base de terre. Il est remarquable que la résistance mécanique, en termes de compression et de flexion, augmente avec l'augmentation du pourcentage en ciment. A contrario, il est remarquable qu'il y a peu d'effet sur le comportement mécanique entre les trois pourcentages en ciment pour le cas de 0,4% chènevotte.

Quant à l'effet de chènevotte sur le comportement mécanique, il est remarquable que la résistance mécanique est élevée pour 0,4% de chènevotte à 5% de ciment. Tandis que, l'ajout de chènevotte, à 7% de ciment, a affecté négativement la résistance mécanique. Les mortiers sans chènevotte et avec 0,8% chènevotte, à 9% de ciment, ont donné pratiquement les mêmes valeurs de résistance à la compression et à la flexion et également les plus élevées.

Les résistances à la compression et à la flexion de tous les mortiers de terre dépassent les valeurs limites exigées par les spécifications de la norme DIN 18947 (>0,5 MPa pour la compression et > 0,2 MPa pour la flexion). Les faciès de ruptures des éprouvettes montrent une distribution homogène de chènevotte dans la matrice. Cependant, il existe une décohésion et/ou mal adhésion entre les fibres de chènevotte et de la matrice. Une étude plus approfondie sur l'adhérence entre les fibres de chènevotte et la matrice est jugée nécessaire pour creuser ce travail.

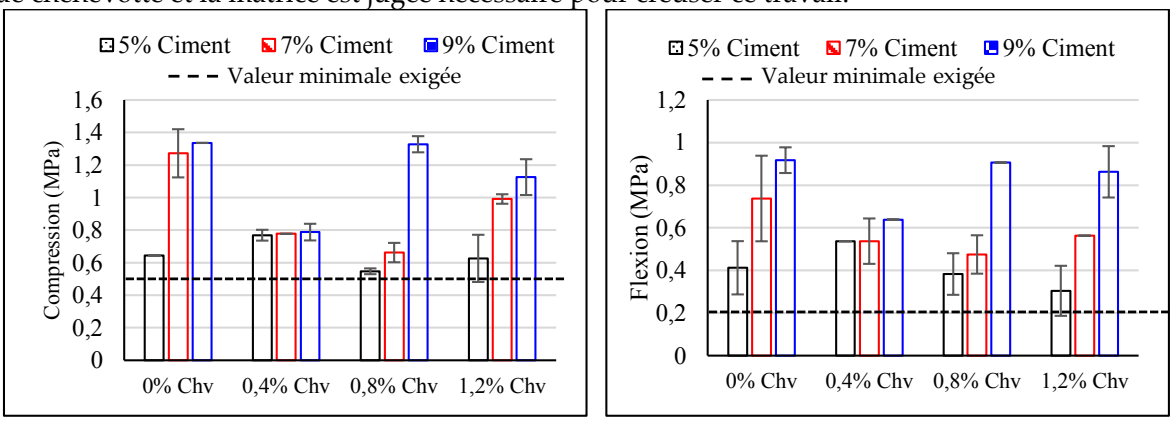


FIGURE 1. A gauche : Résistance à la compression des mortiers de terre. A droite : Résistance à la flexion des mortiers de terre

La Fig. 2 représente respectivement les résultats de la conductivité et de la capacité thermique des mortiers à base de terre.

Pour ce qui est de conductivité thermique, il est remarquable que l'augmentation du dosage du ciment augmente la conductivité thermique quel que soit la teneur en fibre de chanverette. Outre, la conductivité thermique qui diminue avec l'augmentation de la teneur en fibre de chanverette, l'effet du ciment sur la conductivité thermique diminue également avec l'augmentation de la teneur en chènevotte. Plusieurs recherches ont montré que l'ajout de fibres naturelles diminue la conductivité thermique des mortiers de terre (Faria et al., 2016; Laborel-Préneron et al., 2016; Palumbo et al., 2016). A titre indicatif, la conductivité thermique des mortiers, à base de ciment, mesurée dans les mêmes conditions est d'environ 2,05 W/mK, et celle du mortier de plâtre est d'environ 0,51 W/mK. Plus la conductivité est faible, plus le matériau est isolant. Les mortiers à base de terre et de 1,2% de chènevotte, pour les trois teneurs en ciment, présentent des conductivités thermiques semblables à celle du plâtre. La conductivité thermique des mortiers de terre est largement inférieure à celle du mortier en ciment, quel que soit la teneur en ciment. Ceci montre que les mortiers formulés peuvent apporter un gain bénéfique en termes d'isolation.

Pour ce qui est de la capacité thermique des mortiers de terre (capacité d'un matériau à emmagasiner de la chaleur par rapport à sa masse), celle-ci augmente exceptionnellement avec l'augmentation du teneur en ciment et en chènevotte à 0,4% de chènevotte.

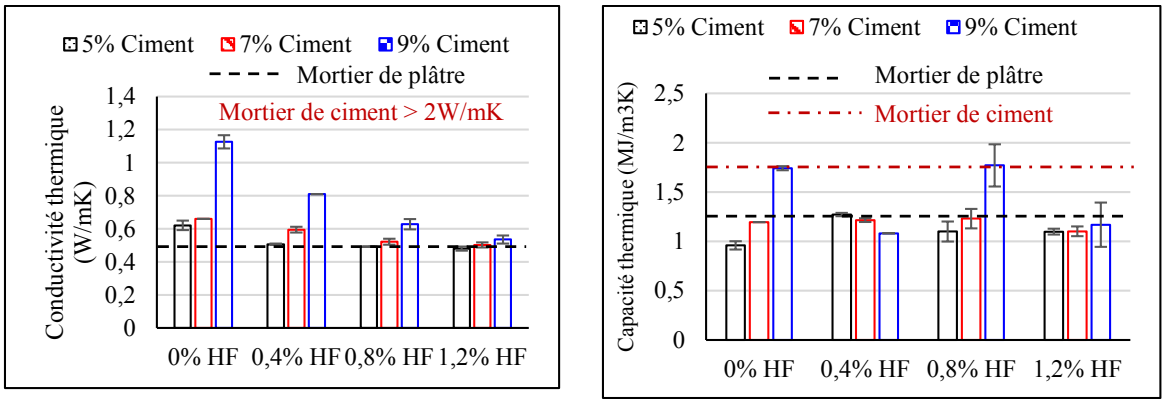


FIGURE 2. A gauche : Conductivité thermique, A droite : Capacité thermique des mortiers à base de terre

IV. Conclusion

Ce travail vise à étudier la possibilité de valoriser la terre excavée, issue des travaux de creusement du tunnel du projet Grand Paris Express, afin d'élaborer des mortiers à base de terre pour la réparation des murs en maçonnerie et l'amélioration de l'isolation thermique. Les résultats de recherches ont montré que l'ouvrabilité des mortiers diminue légèrement avec l'augmentation du pourcentage de ciment ou de la teneur en fibre naturelle. En outre, la résistance mécanique, en termes de compression et en flexion, augmente avec l'augmentation du pourcentage en ciment. Les propriétés thermiques ont été améliorées avec l'augmentation da la teneur en chènevotte. Les mortiers à base de terre ont montré des propriétés thermiques similaires à celles des mortiers de plâtre. Toutefois, une décohésion et/ou mal adhésion entre les fibres de chènevotte et la matrice ont été remarquées, ce qui nécessite une étude approfondie sur l'adhérence entre les fibres de chènevotte et la matrice. L'adhérence entre les mortiers de terres excavées et les murs en maçonnerie sera également étudiée dans nos futurs travaux de recherche. Une étude sur la variabilité de la terre excavée est jugée aussi nécessaire pour la continuité de cette recherche.

REFERENCES

Cardoso, C., Eires, R., & Camões, A. (2013). Natural Fibre Reinforced Earth and Lime Based Mortars. *Portugal SB13 - Contribution of Sustainable Building to Meet EU 20-20-20 Targets*, 183-190.

Faria, P., Santos, T., & Aubert, J.-E. (2016). Experimental Characterization of an Earth Eco-Efficient Plastering Mortar. *Journal of Materials in Civil Engineering*, *28*(1), 04015085. https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001363

FARIA, P., SANTOS, T., & SILVA, V. (2014). Earth-based mortars for masonry plastering. *9th International Masonry Conference 2014 in Guimarães*, 1-12.

Gomes, M. I., Faria, P., & Gonçalves, T. D. (2018). Earth-based mortars for repair and protection of rammed earth walls. Stabilization with mineral binders and fibers. *Journal of Cleaner Production*, *172*, 2401-2414. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.11.170

Laborel-Préneron, A., Aubert, J. E., Magniont, C., Tribout, C., & Bertron, A. (2016). Plant aggregates and fibers in earth construction materials : A review. *Construction and Building Materials*, *111*, 719-734. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.119

Palumbo, M., McGregor, F., Heath, A., & Walker, P. (2016). The influence of two crop by-products on the hygrothermal properties of earth plasters. *Building and Environment*, *105*, 245-252. https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2016.06.004

Raavi, S. S. D., & Tripura, D. D. (2020). Predicting and evaluating the engineering properties of unstabilized and cement stabilized fibre reinforced rammed earth blocks. *Construction and Building Materials*, *262*, 120845. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120845

Siddiqua, S., & Barreto, P. N. M. (2018). Chemical stabilization of rammed earth using calcium carbide residue and fly ash. *Construction and Building Materials*, *169*, 364-371. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.02.209

Voit, K., & Zimmermann, T. (2015). Characteristics of selected concrete with tunnel excavation material. *Construction and Building Materials*, 1-10.

Effets de l'incorporation des déchets des mines de charbon sur les propriétés d'un MBE

Oumayma ABOUTAYBI[1], Elhem GHORBEL[1]

[1] *L2MGC CY Cergy Paris Université,05 Mail Guy Lussac, 95031, Neuville sur Oise, France.*

RESUME L'objectif de ce travail est d'étudier l'influence de l'incorporation du sable issu des déchets de mine de charbon non activés thermiquement (SW) sur le comportement à l'état frais et à l'état durci du mortier de béton équivalent (MBE). Trois formulations de mortier sont élaborées en remplaçant le sable naturel par le SW : 0%, 10% et 20% par volume. La caractérisation des deux sables, et la caractérisation des mortiers MBE à l'état frais et à l'état durci ont été réalisées conformément aux normes européennes. Les résultats montrent que l'incorporation du SW est responsable d'une légère diminution de l'ouvrabilité du mortier et d'une augmentation de son temps de prise. Cette inhibition est expliquée par la forte présence du charbon dans le SW. Les résultats des essais mécaniques ne montrent pas d'effets significatifs de l'incorporation de SW au jeune âge. Cependant, à 28 jours une diminution des résistances mécaniques pouvant atteindre 30% est observée. Ces premiers résultats sont encourageants quant à la possibilité de valoriser ce type de déchets dans des mortiers/bétons dans des teneurs < 20%.

Mots-clefs Sable des déchets des mines de charbon, Mortier de béton équivalent, propriétés mécaniques

I. INTRODUCTION

Les déchets des mines de charbon présentent aujourd'hui une énorme problématique dans plusieurs pays européens. En effet, plus de 10700 millions de tonnes de déchets ne sont pas valorisés selon les statistiques de 2019 (Vo et al., 2022). À cet égard, la gestion de ces déchets est un sujet de préoccupation. Leur valorisation dans le domaine les bétons permet, d'une part, de minimiser l'utilisation des matières premières à savoir les granulats naturels et, d'autre part, de s'inscrire dans les concepts de l'économie circulaire liés au développement durable. Peu de travaux traitent de cette problématique. Frías et al., (2012) ont étudié l'effet des déchets des mines de charbon activés à 650°C sur les propriétés du ciment (taux de substitution par masse de 10% et 20% du CEM I 52.5 R). Ils montrent que l'ajout des fines de mine de charbon n'a pas affecté le temps de prise initial, mais une diminution de la résistance à la compression des mortiers (E/Liant =0.5) a été observée : 8.3% pour les mortiers à 10% et 14.9% pour les mortiers à 20%. Selon Wang et al. (2022) les poudres de charbon activées thermiquement par calcination à haute température (750°C)améliorent les propriétés mécaniques à 28 jours du mortier (taux de substitution en masse de 30% du ciment portland). Ils ont trouvé que les résistances à la flexion et à la compression ont été augmentées de 16,1 % et 46,4 %, respectivement comparées à celles du mortier mélangé avec la poudre de mine de charbon non calciné.

Ce travail s'inscrit dans le cadre d'un projet européen MINRESCUE. Cette étude vise à étudier les propriétés du SW non activé et l'influence de la substitution partielle des sables naturels par les SW sur les propriétés des mortiers MBE.

II. Matériaux et procédures expérimentales :

Les matériaux utilisés pour l'élaboration des MBE sont : les sables issus des déchets de mine de charbon (SW 0/4), fournis par l'institut de Poltegor en Pologne. Le sable naturel roulé (SN 0/4), le ciment (CEM II/A-LL 42.5 R SM de densité de 3.05 Kg/m³), les fillers calcaires (DOP N1040 de masse volumique de 2,72 Kg/m³) et le superplastifiant (DYNAMON NRG1030 de densité 1,04 Kg/m³) proviennent d'entreprises localisées en Italie.

Plusieurs essais ont été effectués selon la norme NF P 18-545 pour vérifier la conformité des granulats issus des déchets des mines de charbon : l'analyse granulométrique (NF EN 933 -1/2), l'équivalent de sable (NF EN 933 -8), l'essai au pycnomètre pour la mesure de la densité, WA et porosité (NF EN 1097-2). De même, les mesures des teneurs des sulfates, de soufre et de chlorures dans les granulats sont réalisés suivant la norme NF EN 1744-1.

Tous les résultats des essais cités ci-dessus montrent que les déchets des mines de charbon sont conformes à la norme pour les granulats à béton.NF P 18-545 et peuvent être incorporés dans les formulations.

La Fig. 1 montre les courbes granulométriques des deux sables. Il est observé que les deux sables sont bien étalés et que SW présente plus d'éléments fins. La densité, le coefficient d'absorption WA_{24h} et la porosité n des deux sables utilisés sont présentées dans le tableau 1.

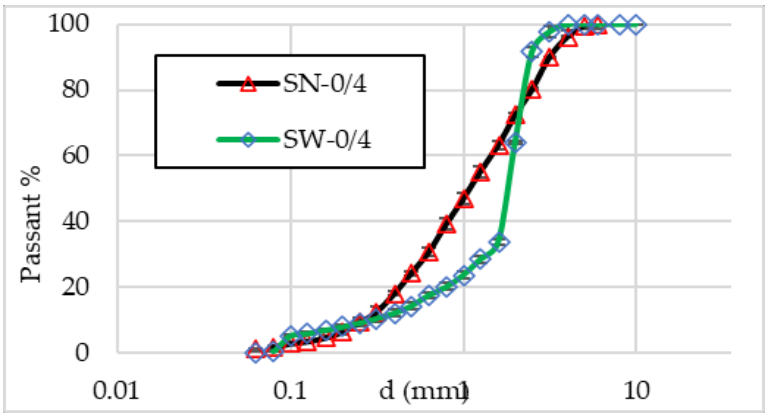


FIGURE 1.Courbe granulométrique des sables [NF EN 933 -1/2]

TABLEAU 1. Propriétés des deux sables utilisés [NF EN 1097-2]

Matériau	FM	Densité (g/cm³)	WA_{24h} (%)	n(%)
SN 0/4	3.5	2.68	1.4	0.4
SW-0/4	3.8	2.17	2.6	0.45

II.1. Elaboration du mortier

Trois mortiers de béton équivalent sont formulés : un mortier de référence MBE-0% élaboré à partir de la formulation d'un béton ordinaire de classe S5 (affaissement de 20-25 cm) et de résistance à la compression f_{cm28} = 40 MPa [5]. Deux autres mortiers MBE sont élaborés avec un taux de substitution volumique en sable naturel par du SW de 10% et 20%. Le mode opératoire est conforme à la norme NF EN 196-1. La composition des différentes formulations est illustrée dans tableau 2. Pour chaque type de mortier, les propriétés à l'état frais et les propriétés mécaniques à l'état durci jusqu'à 28 jours de cure dans l'eau ont été évaluées.

Les propriétés à l'état frais étudiées sont : la prise [NF EN 196-3], la masse volumique [NF EN 1015-6], l'affaissement [NF EN 12350-2] et l'étalement [NF EN 1015-3]. Les essais de compression ont été réalisés sur des éprouvettes cylindriques 7x14 cm et les essais de flexion sur des éprouvettes prismatiques 4 x4x16 cm [NF EN 1015-11/A1].

TABLEAU 2. Formulation du béton de référence et des différents mortiers

Matériaux	Quantité en kg/m³			
	Béton de référence	MBE-R	MBE-10%	MBE-20%
SN 0 /4	950	1462.9	1314.1	1168.0
GN 5/18	890	/	/	/
SW 0/4	/	0.0	118.2	236.4
Filler calcaire	60	88.5	88.3	88.5
Ciment II/A-LL 42.5 R SM	330	486.5	485.6	486.5
Eau	160	235.9	235.4	235.9
Superplastifiant	2	2.0	2.0	2.0

III. Résultat et discussion

III.1. Propriétés à l'état frais

La Fig. 2 présente l'affaissement et l'étalement des trois mortiers en fonction du taux de substitution. On observe une légère diminution de l'ouvrabilité en augmentant le taux du SW dans les mortiers. Ces variations peuvent être expliquées par le fait que le SW absorbe une quantité d'eau plus importante que le SN pendant le malaxage. En ce qui concerne le temps de prise du mortier, on constate que les mortiers contenant le SW possèdent un temps de fin de prise plus important que celui du mortier de référence. En revanche, le temps de début de prise n'est significativement affecté conformément à ce qui a été trouvé dans la bibliographie, voir Fig. 3.

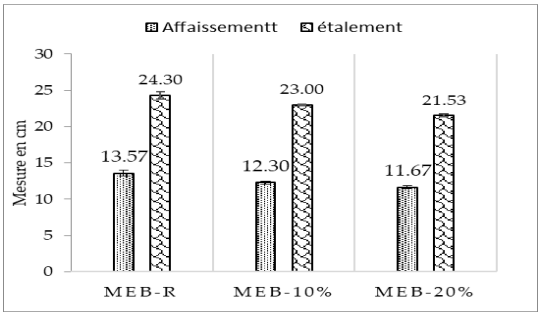


FIGURE 2. Affaissement et l'étalement des MBE

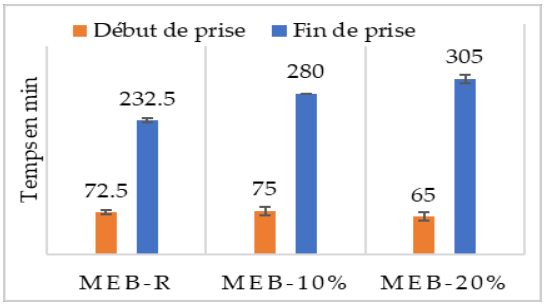
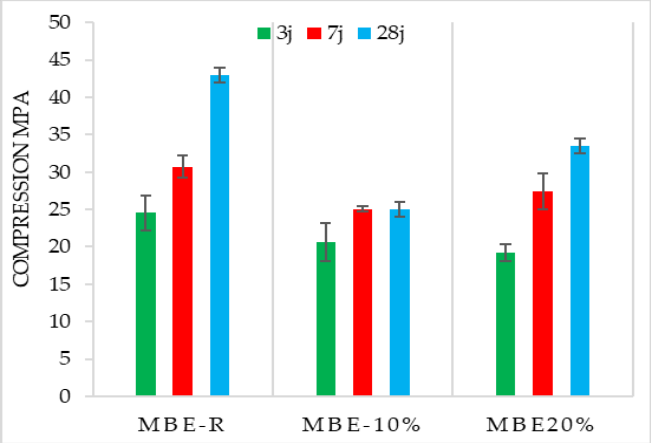


FIGURE 3. La prise des MBE

III.2.Propriétés à l'état durci

Les densités à l'état durci ont été obtenue par la méthode sous vide [NF P18-459]. L'introduction du SW (de densité plus faible que SN) est à l'origine d'une diminution de la densité du MBE : 2182 Kg/m³ pour MBE-R, 2133 Kg/m³ pour MBE-10% et 2112 Kg/m³ pour MBE-20%. Les Figs 4 et 5 montrent, respectivement, la résistance à la compression et à la flexion à 3, 7 et 28 jours de cure dans l'eau pour les MBE-R, MBE-10% et MBE-20%. On remarque que pour les 3 et 7 jours, l'ajout du SW n'a pas un effet sur les résistances à la compression et à la flexion des mortiers. Cependant, à 28 jours, on constate une diminution de 41.9% et 22% de la contrainte de compression respectivement pour MBE10% et MBE-20%.il est a noté que ces baisses de propriétés de résistances mécaniques sont plus élevées que celles observées dans la littérature du fait que les SW ne sont pas activés thermiquement. La même tendance est observée pour les résistances à la flexion.



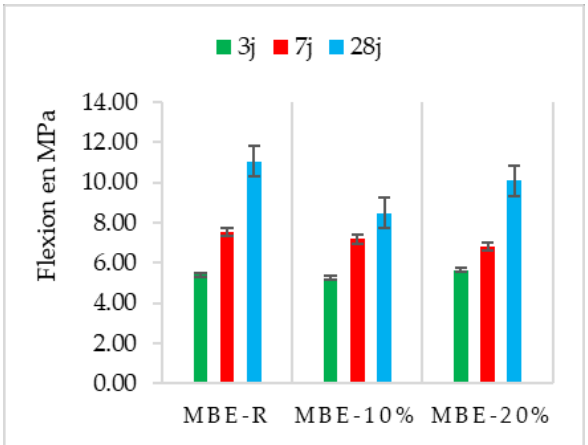


Figure 4.Résistance à la compression des MBE

Figure 5. Résistance à la flexion des MBE

Des images de la microscopie optique sont faite sur les éprouvettes testées à 28j. Les résultats montrent que le MBE-10% contient plus de pores avec de gros diamètres par rapport aux MBE-20% et MBE-R. Cependant la porosité totale du MBE-10% est plus faible que celle du MBE-R et MBE20%, ses résultats seront vérifiés par une nouvelle compagne d'essais



Figure 6: **MBE-R**



Figure 7:**MBE-10%**

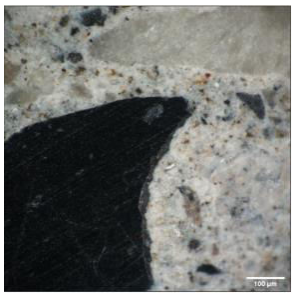


Figure 8:**MBE-20%**

IV. Conclusion

Selon cette recherche, l'incorporation de 10% et de 20% de SW non activé thermiquement au MBE n'affecte pas de façon significative l'ouvrabilité des mortiers et le temps de fin de prise par rapport au MBE de référence. Cependant, les propriétés mécaniques à 28 jours sont affectées avec une forte diminution pour un taux de substitution de 10%. Au-delà une augmentation significative est observée (20%). Ces résultats sont concordants avec les mesures de porosité sous vide, plus importantes à 10% qu'à 20% de taux de substitution de SN à SW.

V. Remerciement

Ce travail est réalisé dans le cadre du projet Européen "MINRESCUE". Les auteurs remercient l'EU pour le support financier et les partenaires du projet pour les échanges scientifiques et le support techniques (matériaux).

VI. REFERENCES

Vo, T. L., Nash, W., del Galdo, M., Rezania, M., Crane, R., Mousavi Nezhad, M., & Ferrara, L. (2022). Coal mining wastes valorization as raw geomaterials in construction: A review with new perspectives. In Journal of Cleaner Production (Vol. 336). Elsevier Ltd. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2021.130213

Frías, M., Sanchez De Rojas, M. I., García, R., Juan Valdés, A., & Medina, C. (2012). Effect of activated coal mining wastes on the properties of blended cement. Cement and Concrete Composites, 34(5), 678–683. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2012.02.006

Wang, A., Liu, P., Mo, L., Liu, K., Ma, R., Guan, Y., & Sun, D. (2022). Mechanism of thermal activation on granular coal gangue and its impact on the performance of cement mortars. Journal of Building Engineering, 45. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103616.

Effet du sable de rivière sur le comportement à haute température du béton de gneiss

Japhet TIEGOUM WEMBE[1,2], Prosper PLIYA[1], Javad ESLAMI[1], Luc Leroy MAMBOU NGUEYEP[2], Albert NOUMOWE [1], et Jean-Marie Bienvenu NDJAKA[2]

[1]*CY Cergy Paris Université, Laboratoire de Mécanique et Matériaux du Génie Civil (L2MGC), 5 Mail Gay Lussac, Neuville-Sur-Oise, F-95000 Cergy-Pontoise Cedex, France,*

[2]*Laboratoire des Sciences des Matériaux, Département de Physique, Faculté des Sciences, Université de Yaoundé 1, P.O. Box 812, Cameroun.*

RESUME L'objectif de ce travail est d'analyser le comportement à haute température de béton contenant uniquement des granulats de gneiss (BSGG) et de béton obtenu en remplaçant le sable de gneiss par du sable de rivière de Sanaga (BSGS). Les éprouvettes issues de ces compositions de béton ont été soumises à différents cycles de chauffage-refroidissement de 150°C, 300°C, 450°C et 600°C. La vitesse de chauffage est de 1°C/minute. La résistance à la compression et la porosité des bétons sont déterminées à la température ambiante et après les différents cycles de chauffage-refroidissement. Les premiers résultats montrent que les deux bétons présentent des propriétés similaires à la température ambiante. Pour le béton de sable de rivière, il est remarqué une baisse de la résistance à la compression en fonction de la température. Par contre, pour le béton contenant uniquement le sable de gneiss, une légère augmentation de la résistance à la compression résiduelle pour les températures de 150°C et 300°C est constatée.

Mots-clefs : Béton; Température; Granulats Concassés de Gneiss; Sable de Rivière.

I. INTRODUCTION

Les granulats de carrière sont beaucoup plus utilisés dans le domaine de la construction des bâtiments et des ouvrages de travaux publics. Les granulats constituent environ 60-80% du volume d'un béton. Pour des raisons d'ordre environnemental, l'utilisation du sable de rivière devient de plus en plus limitée dans certains pays. Le sable de carrière est préconisé comme substitution au sable de rivière. Des études réalisées par Benyamina et al (Benyamina et al, 2019) ont montré qu'une substitution en dessous de 65% en volume du sable de rivière par le sable de carrière permet de conserver les propriétés du béton à la température ambiante. Des études ont porté sur l'influence de la nature minéralogique des granulats sur le comportement à haute température des bétons. On peut citer entre autres les travaux de Xing et al (Xing et al, 2014) sur le comportement des granulats calcaires, silico-calcaires et siliceux dans les bétons; ainsi que les travaux de Tchapga et al (Tchapga et al, 2019) sur les granulats de gneiss de la carrière d'Eloudem (Cameroun). Le comportement à haute température de béton constitué de granulats de carrière avec le sable de rivière a fait l'objet de peu d'études. Ce travail vise à analyser l'influence de la nature du sable (sable de carrière ou de rivière) sur le comportement de bétons contenant des gravillons et graviers de gneiss.

II. PROGRAMME EXPERIMENTAL

II.1 Matériaux et composition

Les granulats de carrière utilisés dans le cadre de ce travail proviennent de la carrière de GRACAM située au Cameroun. Le sable de gneiss, les gravillons et graviers présentent respectivement une classe granulaire de 0/5, 5/15 et 15/25. Le sable de rivière, issu du fleuve Sanaga présente une classe granulaire de 0/5 mm. Les densités absolues des granulats sont respectivement de 2.67, 2.87, 2.86 et 2.57 pour le sable Sanaga, sable de gneiss, gravillons de gneiss 5/15 et graviers de gneiss. La substitution de sable est faite à volume constant. Le sable de carrière présente une densité plus importante que celle du sable de rivière ce qui entraine une variation de masse dans la composition de béton. La composition chimique des granulats réalisée par spectrométrie par Elat et al (Elat et al, 2020) indique une teneur en silice respective de 62,5% et 90,2% pour le sable de Gneiss et le sable Sanaga.

Le ciment utilisé est du portland CEM II/B-P 42.5R de Dangoté (Cameroun). Le ciment a une masse volumique de 3100 kg/m^3 avec une résistance à la compression de 55 MPa à 28 jours.

Deux formulations de béton ont été réalisées avec un rapport eau/ciment de 0,54. La première formulation de béton (BSGG) est composée uniquement de granulats de carrière de type gneiss, et dans la seconde formulation, le sable de gneiss est remplacé par du sable de rivière (BSGS). Le volume de la pâte cimentaire est constant pour les deux compositions. La composition des bétons est détaillée dans le tableau 1.

TABLEAU 1. Composition des bétons

Composition (kg/m3)	BSGS	BSGG
Ciment	375	375
Sable [kg]	680	729
Gravillons 5/15	579	579
Graviers 15/25	560	560
Affaissement [cm]	11	10
Masse volumique [kg/m^3]	**2469**	**2518**

Les éprouvettes cylindriques de dimensions 11 x 22 cm (diamètre x hauteur) sont confectionnées puis conservées dans leurs moules en carton durant 24 heures. Elles sont ensuite démoulées et conservées dans des sacs plastiques étanches dans une salle à température 20 ± 2 °C et humidité relative moyenne égale à 70 ± 10%. Les tests sont effectués à partir de 90 jours.

II.2 Essais réalisés

Cycle de chauffage-refroidissement : Les éprouvettes sont soumises à des cycles de chauffage-refroidissement de la température ambiante à 150°C, 300°C, 450°C et 600°C dans un four électrique. Chaque cycle est composé de trois phases : la première phase est caractérisée par une montée en température à la vitesse de 1°C/minute jusqu'à la température de consigne ; durant la seconde phase les éprouvettes sont maintenues à la température de consigne durant deux heures et, enfin la troisième phase, phase de refroidissement, est réalisée à la vitesse théorique de -1°C/minute jusqu'à la température ambiante.

Résistance à la compression : la compression uni-axiale est réalisée sur trois éprouvettes cylindriques 11 x 22 cm à la vitesse de chargement de 0,5 MPa.s^{-1} jusqu'à la rupture conformément à la norme NF EN 12390-324.

Porosité : l'éthanol est utilisé afin de limiter tout risque de réhydratation des éprouvettes chauffées. La porosité est obtenue sur huit échantillons d'une masse moyenne minimale chacune de 100 g. Le test est réalisé conformément à la norme NF P 18-459.

III RESULTATS

III-1 Porosité

La courbe d'évolution de la porosité en fonction de la température est présentée sur la figure 1 (gauche). Après séchage à 80°C, la porosité est respectivement de 15.7 ± 0.6% et 15.0 ± 2.2% pour BSGG et BSGS. La porosité varie très peu entre les deux bétons à 80 ^{0}C. Après 80 ^{0}C, les bétons présentent une même allure d'évolution de la porosité jusqu'à la température de 600°C. Une faible variation de la porosité est remarquée jusqu'à la température de 450°C (17.22 ± 1.9% pour le BSGG et 16.97 ± 2.5% pour le BSGS). Les travaux de Razafinjato et al (Razafinjato et al, 2015) effectués sur un béton ordinaire contenant des granulats de granite présentent des résultats similaires. Cette faible variation peut être aussi liée à la déshydratation des silicates de calcium hydraté. Au-delà de 450^{0}C, un accroissement rapide de la porosité est observé. Cela pourrait être dû à la décomposition de la portlandite et aux transformations allotropiques de quartz α en quartz β. Les sables de rivière et de carrière contiennent des proportions en silice de 90% et de 60%. Costa et al (Costa et al, 2021) montrent que pour des roches de gneiss soumises à un cycle de chauffage-refroidissement (vitesse de chauffage à 2^{0}C/min) une variation de la porosité de 1.0% (100^{0}C) à 9.24% (1100^{0}C) est constatée, soit une augmentation totale de 8.2%.

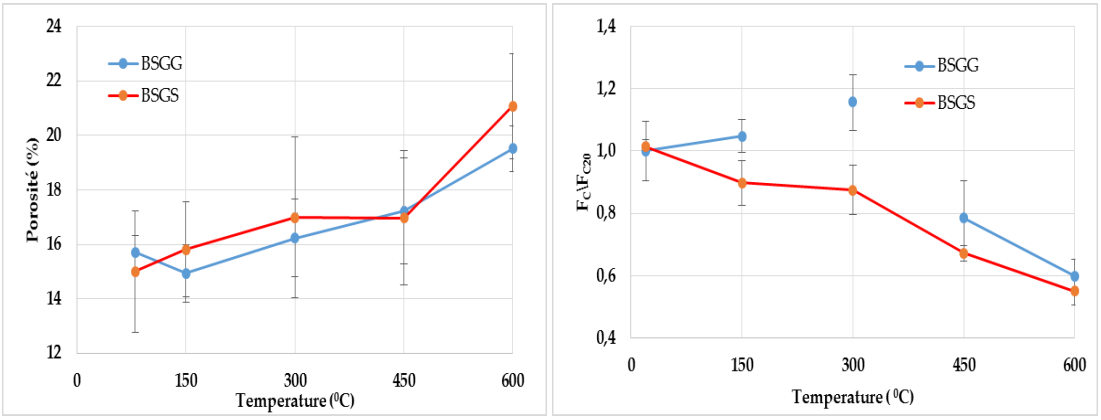


FIGURE 1. Evolution de la porosité (à gauche) et celle de la résistance résiduelle relative à la compression (à droite) en fonction de la température.

III- 2 Résistance résiduelle à la compression

L'évolution de la résistance résiduelle relative à la compression des deux bétons est présentée à la figure 1 (droite). A la température ambiante, la résistance à la compression des bétons BSGG et BSGS est respectivement de 31.5 ± 3 MPa et 33.0 ± 0.7 MPa. Les résultats montrent une même résistance à la température ambiante et corroborent ceux de la porosité. Avec le chauffage, la résistance résiduelle baisse en fonction de la température. A 300°C, la résistance du béton BSGS est de 28.9 ± 2.6 MPa tandis que celle du béton BSGG est de 36.4 ± 2.8 MPa. Pour le BSGG, cela représente un gain de résistance de 16%. Les travaux de Costa et al (Costa et al, 2021) obtiennent des résultats similaires sur la roche de gneiss: une augmentation de la résistance à partir de 100^{0}C jusqu'à 400^{0}C d'une valeur de 24%. Ce gain de résistance obtenu sur le BSGG est beaucoup plus lié à la réaction entre le ciment et les minéraux présents dans le sable de gneiss à haute température. D'autres auteurs comme Hachemi et al (Hachemi et al, 2017) ont investigué sur des bétons confectionnés avec des sables siliceux et silico-calcaire pour un rapport E/C=0,42. Ils ont obtenu une augmentation de 7%. La vitesse de chauffage des échantillons cubiques 100 x 100 x 100 mm^3 était de 3^{0}C/min et le palier d'une heure. De plus, Tchapga et al (Tchapga et al, 2019) ont déterminé la résistance à la compression sur deux bétons confectionnés avec le même granulat de gneiss d'Eloudem mais avec différents types de sable à savoir du sable de gneiss et du sable de

rivière. Ils ont observé des gains de résistance à 300^{0}C de 6% et 5% respectivement pour le sable de gneiss et le sable de rivière. La vitesse de chauffage était de 4^{0}C/min et le palier d'une heure. Le rapport E/C de ces bétons était de 0,47. Cependant, au-delà de 300^{0}C jusqu'à 600^{0}C, une diminution sévère de la résistance à la compression a été observée pour tous les bétons. A 600^{0}C, les deux bétons ont presque la même résistance.
Au regard de nos résultats, la porosité des bétons BSGG et BSGS augmente pendant que leur résistance diminue. On remarque que l'évolution de la résistance résiduelle relative à la compression des deux bétons de granulats de gneiss jusqu'à 600 ^{0}C va en faveur du béton BSGG confectionné avec du sable de carrière qui se dégrade moins rapidement (60%) que le béton BSGS (55%) confectionné avec du sable de rivière.

IV CONCLUSION ET PERSPECTIVES

L'objectif de ce travail est d'étudier l'influence du sable de carrière et du sable de rivière sur des bétons de gneiss soumis à des températures élevées. En observant l'évolution de la porosité et de la résistance résiduelle à la compression des deux bétons, il est constaté qu'il n'y a pas de variation significative à 80^{0}C. Une légère variation de la porosité est constatée entre 80^{0}C et 450^{0}C. Cependant, concernant les résistances résiduelles à la compression, on observe une baisse significative de cette dernière de la température ambiante jusqu'à 300^{0}C. La substitution du sable de carrière de gneiss par du sable de rivière a abouti au BSGG dont le comportement résiduel est meilleur que celui du BSGS ne contenant que du sable de carrière de gneiss. Nous envisageons d'étudier l'évolution des propriétés thermiques et thermomécaniques telles que la conductivité thermique, la chaleur massique, le coefficient de dilatation thermique lorsqu'on remplace le sable de carrière par du sable de rivière dans de tels bétons.

V REFERENCES

XING, Zhi, HÉBERT, Ronan, BEAUCOUR, Anne-Lise, *et al.* (2014). Influence of chemical and mineralogical composition of concrete aggregates on their behaviour at elevated temperature. *Materials and structures*, vol. 47, no 11, p. 1921-1940.

RAZAFINJATO, R. Niry, BEAUCOUR, A. L., HÉBERT, R. L., *et al.* (2014) Comportement à haute température des bétons de granulats naturels siliceux et calcaires. 32èmes rencontres universitaires de l'AUGC Orléans (France).

HACHEMI, S. et OUNIS, A. (2017). L'influence de la nature du sable sur les propriétés physiques et mécaniques du béton soumis à haute température. *Courrier du Savoir*, vol. 24.

Tchapga Gnamsi Guy Molay, Mambou Ngueyep Luc Leroy, FIDELE, Tchoffo, *et al. (*2019*)*. Mechanical and physical performances of concretes made from crushed sands of different geological nature subjected to high temperatures. *Engineering Science and Technology, an International Journal*, vol. 22, no 4, p. 1116-1124.

BENYAMINA, Smain, MENADI, Belkacem, BERNARD, Siham Kamali, *et al. (*2019) Performance of self-compacting concrete with manufactured crushed sand. *Advances in concrete construction*, vol. 7, no 2, p. 87.

ELAT, Emmanuel, PLIYA, Prosper, PIERRE, Alexandre, *et al. (*2020*)* Microstructure and Mechanical Behavior of Concrete Based on Crushed Sand Combined with Alluvial Sand. *Civil Eng*, vol. 1, no 3, p. 181-197.

COSTA, K. O. B., XAVIER, G. C., MARVILA, M. T., *et al. (*2021*)* Influence of high temperatures on physical properties and microstructure of gneiss. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, vol. 80, no 9, p. 7069-7081.

Monitoring de l'endommagement du béton sous chargement thermique par la technique d'émission acoustique

A. boniface[1], J. Saliba[1], ZM. Sbartaï[1], N. Ranaivomanana[2], J. Verdier[2], J-P. Balayssac[2]

[1] *Université de Bordeaux, CNRS, Esplanade des Arts et Métiers, Bordeaux INP, INRAE, I2M Bordeaux, F-33400 Talence, France*

[2] *Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC), NSA-UPS, INSA-GENIE CIVIL*

RESUME L'étude du comportement du béton sous l'effet de la température est primordiale afin d'évaluer le niveau de sécurité des structures sous sollicitations thermiques (cas des structures nucléaires par exemple). En effet, le chargement thermique conduit à plusieurs mécanismes d'endommagement responsables de la fissuration du béton. Une investigation expérimentale est proposée ici afin de suivre l'évolution de l'endommagement sous chargement thermique par la technique d'émission acoustique. Une proportionnalité entre l'évolution de la température et l'activité acoustique a été observée en phase de chauffage et de maintien de la température. La phase de refroidissement a montré une faible activité acoustique. Les cartes de densité des événements et de l'énergie tracées à partir des cartes de localisation ont permis de suivre l'évolution de l'endommagement et de localiser la fissuration.

Mots-clefs émission acoustique, endommagement, température, énergie, évènements

I. INTRODUCTION

L'augmentation de la température change de manière significative le comportement du béton ainsi que ses propriétés mécaniques. En effet, le béton contient une microstructure complexe et une présence d'eau qui change d'état à haute température et peut générer des pressions importantes au niveau des pores [1]. De plus, le chargement thermique conduit à plusieurs mécanismes d'endommagement responsables de la fissuration du béton comme l'endommagement dû aux gradients thermiques induisant des dilatations différentielles entre le cœur et la surface de la structure, l'endommagement d'origine physicochimique et l'endommagement dû aux forts contrastes de déformations entre la pâte et les granulats. Afin de suivre l'évolution de l'endommagement sous chargement thermique, la technique d'émission acoustique (EA) a été utilisée dans cette étude. Cette technique a été largement utilisée dans la littérature afin de suivre l'endommagement des structures sous différents types de chargement [2, 3]. L'évolution de l'endommagement du béton soumis à un chargement thermique variable pouvant atteindre 150°C localement a été suivie durant les trois phases de chauffage, de maintien de température et de refroidissement.

II. MATERIAUX ET PROCEDURE EXPERIMENTALE

A. Matériaux et formulations

Le béton étudié a été formulé pour être représentatif des bétons des centrales nucléaires de deuxième génération tant sur le plan mécanique (résistance) que physique (porosité et transfert). Ce béton a également été utilisé pour la construction de la maquette VeRCoRs représentant une enceinte à double paroi d'une centrale nucléaire à l'échelle 1/3. Le tableau 1 donne la composition du béton étudié. Les propriétés à l'état frais ainsi que les propriétés mécaniques du béton à 28 jours sont présentées au tableau 2. Les propriétés mécaniques du béton ont été déterminées sur des éprouvettes cylindriques de 11 cm de diamètre et 22 cm de hauteur.

TABLEAU 1. Composition du béton

Constituants	Proportions massique (kg.m^{-3})
Ciment CEM I 52,5 CE NF	320
Gravillons 4/11	445
Gravillons 8/16 Balloy	550
Sable 0/4	830
Superplastifiant Sikaplast Techno 80	2,4
Eau	197,5

TABLEAU 2. Propriétés à l'état frais et propriétés mécaniques du béton à 28 jours

f_{cm} (MPa)	E (MPa)	Porosité (%)
50,4 (1,3)	35 213 (332,8)	14,32 (0,24)
Densité (kg/m³)	**Affaissement (mm)**	**Air entrainé (%)**
2 358 (6,2)	200	1,6

B. Procédure expérimentale

Une poutre de dimensions 120 x 250 x 500 mm³ a été fabriquée pour cette étude. Avant le coulage du béton, une résistance électrique a été placée dans le moule à 8 cm de la face inférieure de la poutre comme le montre la figure 1. Cette résistance a 8 cm de longueur et 1 cm de diamètre. Pour mesurer la température dans le béton, une sonde thermocouple T1 est placée près de la résistance à 1,5 cm de la surface du béton. Une deuxième sonde thermocouple T2 a été placée à la surface du béton. La poutre en béton a été recouverte d'un film plastique pour éviter l'évaporation de l'eau et stockée dans une chambre humide à 95% HR et 20 ± 2°C pendant 24 heures. La poutre a été ensuite démoulée puis stockée dans de l'eau de chaux pendant 60 jours.

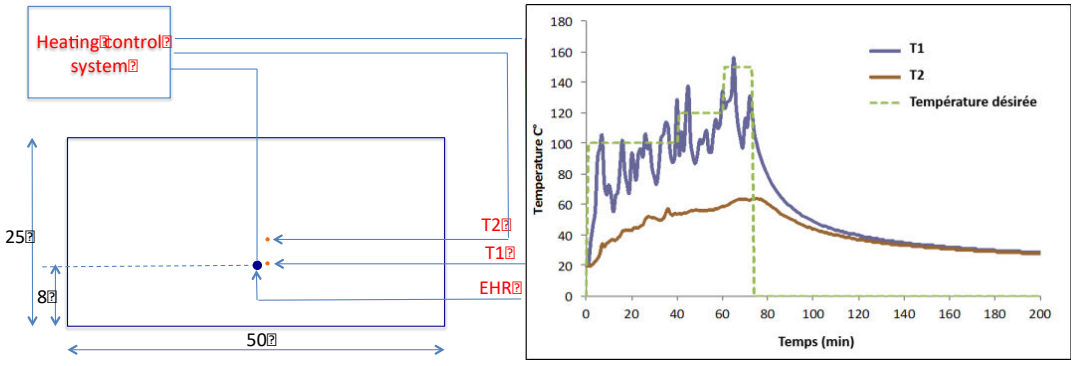


Figure 1. (a) Position de la résistance thermique et des deux sondes thermocouple (b) Variation de la température souhaitée et des températures mesurées en fonction du temps

Le chargement thermique a été réalisé localement en plaçant une résistance thermique au centre de manière à ce que la température au niveau de la surface où les capteurs piézoélectriques ont été placés, ne modifie pas leurs caractéristiques acoustiques. Le chauffage a consisté à appliquer un cycle de 3 températures (100, 120 et 150°C) (figure 1(b)). Le système d'acquisition d'EA est formé d'un PC Mistras équipé d'une carte d'acquisition PCI8 8 voies et du logiciel d'acquisition et de traitement des données AEwin. La localisation en 3D et la propagation de fissure ont été suivies à l'aide de huit capteurs piézoélectriques R15.

III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

La figure 2 illustre l'évolution de la température en corrélation avec le nombre d'évènements et l'énergie cumulés (1 : 100°C, 2 : 120°C, 3 : 150°C et 4 : 25°C). La proportion d'événements enregistrés progresse par à coup en parallèle avec des sauts énergétiques en fonction de l'évolution de la température. A noter ici qu'un algorithme de localisation optimisé, développé en interne, a été utilisé dans cette étude [3,4].

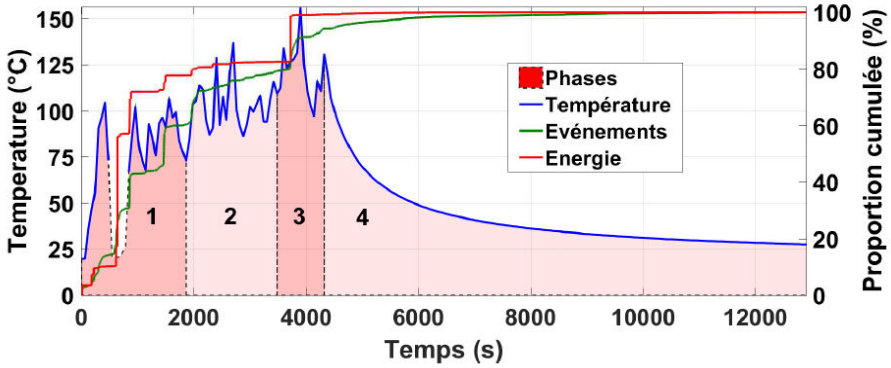


Figure 1. Evolution de la température en corrélation avec le nombre d'évènements et l'énergie cumulés

Dans les premières 400 secondes, l'activité acoustique augmente proportionnellement à la température. Les cartes de densité des évènements acoustiques et de l'énergie permettent de mettre en évidence une zone d'endommagement diffus principalement autour de la résistance chauffante. Ceci peut être dû au déplacement de l'eau dans le béton pour créer ainsi une zone sèche, une zone de vapeur et une zone humide autour de la résistance. A noter ici que les évènements les plus énergétiques ont été localisés autour de la résistance probablement dû à la génération des micro-fissures liées au retrait thermique et la pression de vapeur.

L'activité acoustique augmente rapidement par la suite pour atteindre à la fin de la phase 1 : 60,3 % de l'activité acoustique et 77,8 % de l'énergie reçue au cours de tout l'essai. Les cartes de densité montrent que l'endommagement s'étend vers la surface inférieure de la poutre avec une distribution de l'énergie selon Ox beaucoup plus étroite avec une concentration de 64 % dans une bande horizontale de 1 cm de large et de 12 cm de hauteur passant par la résistance chauffante. La position des deux pics principaux de libération d'énergie suggère l'apparition d'une macrofissure entre la résistance et la surface la plus proche. Ceci peut être dû aux gradients de température qui provoquent des contraintes de traction dans une direction perpendiculaire.

Lors du palier, le taux de l'activité acoustique augmente légèrement jusqu'au la troisième consigne imposée avec une température 150°C. L'activité acoustique augmente ainsi de nouveau pendant la phase 3 qui regroupe 15,1% de l'activité acoustique et 16,7% de l'énergie enregistrée. Pendant la phase de refroidissement, une faible activité acoustique a été générée.

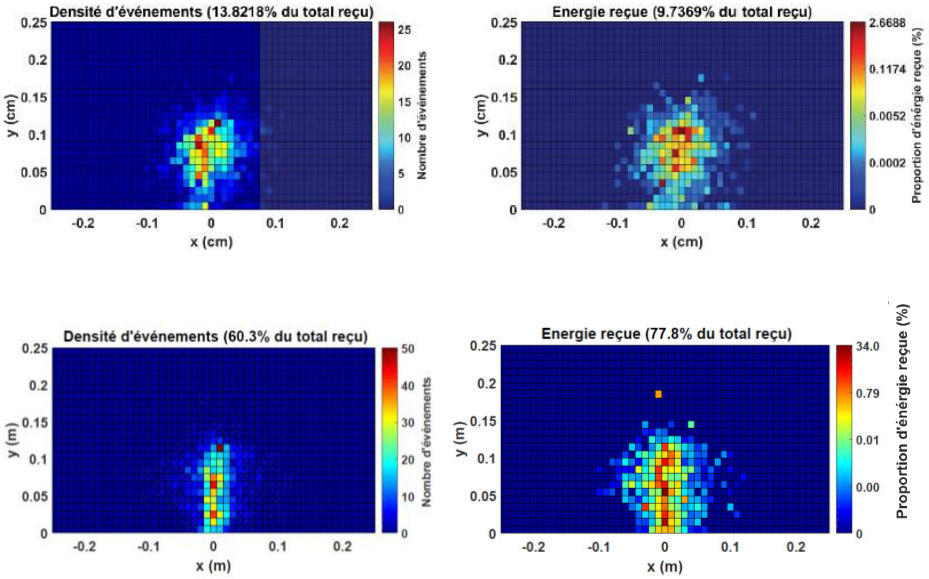


FIGURE 2. Cartographie des densités des événements et d'énergie à 400 s et à la fin de la phase 1.

IV. CONCLUSIONS

L'évolution de l'endommagement du béton sous chargement thermique a été suivi dans cette étude à l'aide de la technique d'émission acoustique. L'étude des cartes de densité des évènements et des pics de dissipation d'énergie permet d'évaluer la taille de la zone endommagée et de tracer le chemin de fissuration. La reconstruction du profil 3D de la fissure en se basant sur les cartes de densités et la possibilité de classifier les signaux par une étude statistique multi variable en fonction des mécanismes sources seront évaluées par la suite. L'effet du chargement thermique sur le comportement à la rupture et les caractéristiques mécaniques du béton sera aussi évalué en soumettant les poutres chargées thermiquement à un essai de rupture en flexion trois points en comparaison avec des poutres de référence.

REFERENCES

[1] Ozawa M., Uchida S., Kamada T., Morimoto H. (2012). Study of mechanisms of explosive spalling in high-strength concrete at high temperatures using acoustic emission, *Construction and Building Materials*, 37, 621–628 https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.06.070

[2] Ma J., Du F., Zhang S. (2020). Acoustic Emission Characteristics of Normal and Layered Concrete Blocks during Dilating/Static Fracture. *Advances in Materials Science and Engineering*. https://doi.org/10.1155/2020/7325437

[3] Boniface A., Saliba J., Sbartaï Z.M., Ranaivomanana N., Balayssac J-P. (2020). Evaluation of the acoustic emission 3D localisation accuracy for the mechanical damage monitoring in concrete. *Engineering Fracture Mechanics*, 223, 106742. https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2019.10674

[4] Boniface A., Sbartaï Z.M., Saliba J., Ranaivomanana N. (2016). Comparison of localization strategies of damage in concrete by acoustic emission, *NDT.net issue*, 21, 11.

Analyse du potentiel des terres de Guyane pour la construction

Lily WALTER, Gildas MEDJIGBODO, Laurent CLAUDOT, Yannick ESTEVEZ, Ouahcène NAIT-RABAH

UMR EcoFog, Université de Guyane, BP 316, F-97310 Kourou, Guyane française.

RESUME Cet article présente les résultats d'une étude expérimentale sur les propriétés physico-chimiques et mécaniques de 14 terres prélevées sur le littoral guyanais. L'objectif de l'étude est d'évaluer le potentiel de ces terres en tant que matériaux de construction à travers la production de briques de terre crue moulées sans ciment. Pour cela, deux formulations à consistance plastique équivalente (profondeur de pénétration au cône = 15 mm ± 2 mm) ont été testées pour chaque terre : mélange terre + eau et terre + eau + dispersant (hexamethaphosphate de sodium HMP) faiblement dosé (0,5% en masse sèche de terre). Pour l'ensemble des formulations, le retrait massique, la masse volumique et la résistance en compression sont mesurées sur des éprouvettes 4 x 4 x 16 cm. Pour les mélanges terre + eau, les résultats semblent indiquer que les terres contenant de la gibbsite présentent de meilleures résistances en compression (jusqu'à 2,45 MPa) que des terres sans gibbsite. De plus, l'ajout du dispersant diminue fortement le retrait et augmente considérablement les résistances en compression (> 4 MPa sur certaines terres), témoignant le potentiel des terres de Guyane pour la construction.

Mots-clefs Terre, gibbsite, dispersant, résistance.

I. INTRODUCTION

La Guyane française est soumise à une forte croissance démographique et une forte demande dans le secteur du Bâtiment et des Travaux Publics. Son isolement géographique et sa dépendance aux matériaux d'importation engendrent un coût de construction et un impact environnemental très élevés. D'où un enjeu majeur du territoire à faire émerger une offre de matériaux de construction locaux. L'utilisation du matériau terre permet de réduire l'empreinte environnementale des bâtiments tout en améliorant leur confort thermique (Binici et al. 2007). Que ce soit sous forme de pisé, d'adobe, de torchis, de BTC ou de terre coulée les performances du matériau dépendent de la nature chimique et physique du sol. Ainsi, plusieurs études ont montré que la granulométrie du sol était un paramètre important dans l'atteinte des performances mécaniques des matériaux en terre (Moevus et al. 2016; Menasria et al. 2017). La dispersion des argiles est une voie très prometteuse pour augmenter les propriétés des constructions en terre et pallier à la stabilisation par liant hydraulique (Van Damme and Houben 2018). L'utilisation de dispersant comme l'hexamethaphosphate de sodium (HMP) a montré son efficacité pour différents types de mise en œuvre, moulée, compacté et coulée (Guiheneuf 2021). L'étude présentée dans cet article permet d'évaluer le potentiel de 14 terres prélevées sur le littoral

Guyanais en tant que matériaux de construction à travers la production de briques de terre crue moulées non stabilisé.

II. MATERIAUX ET METHODES

A. Matières premières

14 terres issues de 7 carrières différentes situées sur la côte de la Guyane ont été étudiées. L'ensemble de ces terres est représentatif des sols existants, avec des textures, couleurs, origines et classifications différentes. Pour chaque terre, la distribution granulométrique a été déterminée par un essai de tamisage selon la norme (NF EN ISO 17892-4). Une analyse par spectroscopie d'absorbance infra-rouge est faite sur le passant à 63µm au FTIR (Fourrier Transform Infra-Red Spectroscopy) entre 400 et 4000 cm^{-1} permettant d'identifier certains minéraux, comme la kaolinite présente sur toute les terres et la gibbsite présente sur certaines terres. Le TABLEAU 1 présente une synthèse des résultats obtenus. Les essais classiques de sédimentation, Proctor, valeur au bleu, limites d'Atterberg sont des caractérisations chronophages. Au vu du grand nombre d'échantillons, il a été décidé de ne pas les réaliser pour cette étude préliminaire.

TABLEAU 1. Propriétés physiques et chimiques des terres étudiées

Référence des terres		A	C1	C2	K1	K2	K3	M1	M2	M3	S1	S2	SLM1	SLM2	T
Passant en %	> 4 mm	26	0	1	1	5	6	3	6	3	11	23	10	2	7
	2 - 4 mm	7	0	0	0	2	2	1	1	3	4	3	11	7	5
	2 -63 µm	24	55	58	10	13	12	30	78	52	19	15	36	49	49
	< 63 µm	44	44	41	88	81	80	65	15	42	65	59	42	43	40
FTIR : Aire pic gibbsite (3526 cm-1)		3,3	3,6	4,1	5,2	37,6	9,7	5,0	6,6	6,1	39,7	46,1	14,5	3,7	21,3

B. Méthodes

Préparation des échantillons

Deux formulations sont étudiées pour chaque terre : mélange terre + eau et mélange terre + eau + HMP dosé à 0,5% de la masse sèche de terre. Préalablement à la confection des éprouvettes, les agrégats sont pulvérisés avec un marteau en caoutchouc ; la terre est tamisée à 2mm et séché à 105°C. Pour toutes les formulations, une consistance de 15mm±2mm (mesure au pénétromètre à cône) est visée. Pour les 2 mélanges terre + eau et terre + eau + HMP (poudre séchée à 105°C), le malaxage est fait d'abord à la main puis avec le malaxeur à mortier pendant 2min à vitesse lente (62,5 tours/min). On rajoute progressivement de l'eau ou de la terre jusqu'à atteindre la consistance visée. A la fin du malaxage, un prélèvement est effectué pour mesurer la teneur en eau du mélange conformément à la norme (ISO 17892-1). Ensuite des éprouvettes 4x4x16 cm (FIGURE 1) sont confectionnées en suivant la procédure standard de fabrication de mortier de ciment grâce à des moules métalliques. Les moules remplis sont conservés en salle climatisée à 25°C±1°C et à 80% d'humidité relative pendant 72h, puis les éprouvettes sont démoulées et stockées dans les mêmes conditions pendant 21 jours supplémentaires.



FIGURE 1. Eprouvettes pour les essais mécaniques (après 21 jours de séchage)

Caractérisation mécanique

Au bout de 21 jours de séchage, les tests de compression sont réalisés grâce à une presse de capacité 10 kN. Les essais sont réalisés à une vitesse constante de 3 kN/s.

III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

A. Effet du dispersant sur la consistance et la demande en eau

La FIGURE 2 montre les résultats des mesures de pénétration au cône sur l'ensemble des échantillons et les teneurs en eau nécessaires pour obtenir la constance visée. Pour les mélanges sans dispersant, on arrive à atteindre la consistance visée (fig2a). Toutefois, comme attendu, la demande eau est plus importante pour les terres contenant une proportion importante de fines (< 63µm) (TABLEAU 1). L'ajout du dispersant permet de réduire considérablement la demande en eau de la plupart des terres confirmant le pouvoir dispersant-fluidifiant du HMP déjà observé dans les travaux de (Moevus et al., 2016). Grace à ce pouvoir, certains mélanges passent très vite de l'état plastique à l'état liquide (K1 et SLM2 par exemple), ce qui rend l'essai au pénétromètre inapproprié. Il convient de noter également qu'en présence du dispersant HMP dans certains mélanges ont donné un comportement rhéoépaississant aux mélanges. Les mêmes constats ont été faits dans les travaux de (Landrou et al. 2018). L'essai au pénétromètre ne permet pas de mesurer la consistance de ces mélanges, ce qui explique l'absence de donné sur les terres A, M1 et M3.

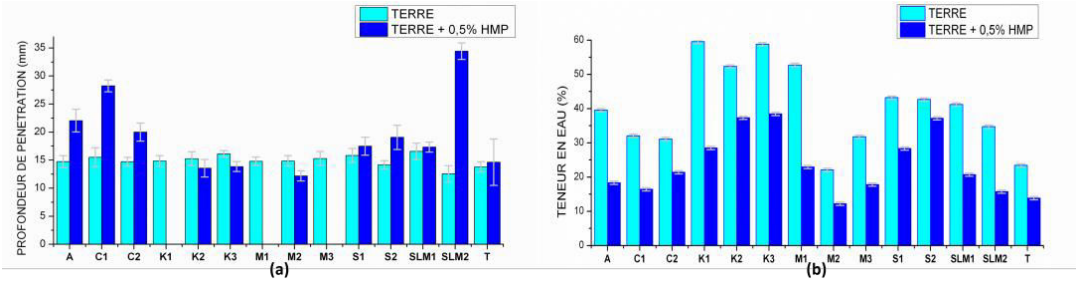


FIGURE 2. Consistance et teneur en eau des mélanges

B. Perte de masse, déformation volumique et résistance mécanique

Le retrait massique est corrélé à la teneur en eau dans le mélange. Pour les mélanges sans dispersant, on note un retrait massique moyen de l'ordre de 20% au bout de 21 jours. La FIGURE 3 représente la cinétique de séchage des mélanges K1, S1 et S2 avec ou sans HMP et la résistance à la compression de tous les mélanges. On remarque que la stabilisation de la masse n'est pas atteinte pour les formulations sans HMP ce qui rend difficile la comparaison des résultats. Une comparaison a masse constante aurait été plus pertinente. On notera que le retrait massique est accompagné d'une déformation volumique. Celle-ci est proportionnelle à la perte de masse globale. L'objectif fixé dans cette étude est d'atteindre une résistance en compression supérieure à 2MPa, résistance minimale pour supporter une structure d'un ou deux étages en terre crue. La FIGURE 4.b synthétise les valeurs moyennes de résistances en compression (RC) obtenues sur l'ensemble des mélanges. Sans dispersant, seule la terre S2 permet d'atteindre cet objectif. Toutefois, on observe que la plupart des mélanges (terre + eau) dépassant les 1MPa de RC contiennent de la gibbsite (TABLEAU 1) et une proportion importante de gros grains (>4mm). Ces

deux paramètres semblent influencer positivement la résistance mécanique. L'ajout du dispersant augmente considérablement les RC. Sur les 14 terres testées, 11 donnent des RC supérieures à 2MMa et 3 terres A, S1 et S2 ont atteint des RC à 4MMa.

IV. CONCLUSIONS

Les principales conclusions : l'utilisation d'un dispersant s'avère très efficace pour réduire la demande en eau tout en amélioration fortement la RC des terres - la présence de gibbsite et de cailloux dans le sol semble contribuer à l'obtention d'une RC élevée des terres. Cette étude montre que certaines terres de Guyane pourront éventuellement être utilisées dans la construction sans stabilisation au ciment. Des études approfondies sont nécessaires pour comprendre l'influence des paramètres physico-chimiques des terres, des dispersants et de la mise en œuvre sur les performances de la terre crue. L'enjeu est maintenant de travailler sur la résistance à l'eau des constructions en terre, paramètre primordiale, particulièrement en Guyane.

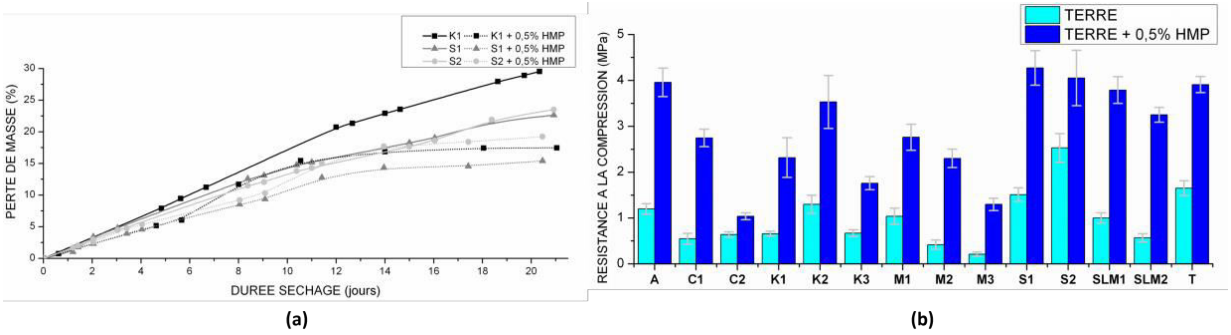


FIGURE 4 Cinétique de séchage et résistance en compression des mélanges

REFERENCES

Binici, Hanifi, Orhan Aksogan, Mehmet Nuri Bodur, Erhan Akca, and Selim Kapur. 2007. "Thermal Isolation and Mechanical Properties of Fibre Reinforced Mud Bricks as Wall Materials." *Construction and Building Materials* 21 (4): 901–6.

Guiheneuf, Simon. 2021. "Formulation et Renforts de Blocs de Terre Crue Pour Une Utilisation Structurelle." l'institut national des sciences appliquées rennes.

Landrou, Gnanli, Coralie Brumaud, Michael L. Plotze, Frank Winnefeld, and Guillaume Habert. 2018. "A Fresh Look at Dense Clay Paste: Deflocculation and Thixotropy Mechanisms." *Colloids and Surfaces. A, Physicochemical and Engineering Aspects* 539 (February): 252–60.

Menasria, F., A. Perrot, D. Rangeard, and A. Le Duigou. 2017. "Mechanical Enhancement of Casted and Compacted Earth-Based Materials by Sand, Flax Fiber and Woven Fabric of Flax." In .

Moevus, Mariette, Yves Jorand, Christian Olagnon, Sandrine Maximilien, Romain Anger, Laetitia Fontaine, and Laurent Arnaud. 2016. "Earthen Construction: An Increase of the Mechanical Strength by Optimizing the Dispersion of the Binder Phase." *Materials and Structures* 49 (4): 1555–68.

Van Damme, Henri, and Hugo Houben. 2018. "Earth Concrete. Stabilization Revisited." *Cement and Concrete Research* 114 (December): 90–102.

Etude à l'état frais des mortiers renforcés de fibres (MRF) à base de fibres végétales

Sergio Pons Ribera[1,2], Rabah Hamzaoui[1], Johan Colin[1], Benitha Vasseur[2], Laetitia Bessette[3], Patricia Bredy Tuffe[3], Marie Audouin[4], Pierre Bono[4]

[1] *Université Gustave Eiffel, Institut de Recherche en Constructibilité, ESTP, 28 avenue du Président Wilson, 94234 Cachan, France*

[2] *Institut de Recherche en Constructibilité, ESTP, Rue Gustave Eiffel, 10430 Rosières-prés-Troyes, France*

[3] *Sigma Béton & VICAT, 4 rue Aristide Bergès, 38080 L'ISLE D'ABEAU CEDEX*

[4] *Fibres Recherche Développement, Technopole de l'Aube en Champagne - Hôtel de Bureaux 2 – 2 rue Gustave Eiffel – CS 90601 - 10901 TROYES Cedex 9, France*

RESUME

Cette recherche a utilisé des fibres végétales souples et rigides dans une chape-mortier afin d'obtenir une matrice de ciment durable pour les infrastructures telles que la chape fluide. Quatre fibres naturelles (chanvre, lin, miscanthus et bambou) de tailles différentes, de 5 et 15 mm de longueur, ont été utilisées pour chaque mélange fibre-ciment. Les dosages utilisés pour chaque mélange de fibres sont de 0.4, 0.6, 0.8, 1.2, 2 et 4 kg/m3.

Les essais de laboratoire ont porté sur les propriétés à l'état frais : l'essai d'étalement, la masse volumique et l'air occlus. Les résultats montrent que les dosages de fibres ont un effet significatif sur l'ouvrabilité et les densités de l'échantillon composite.

Mots-clefs mortier fibré renforcé (MRF), fibres végétales, chanvre, lin, miscanthus, bambou

I. INTRODUCTION

Le mortier est un matériau fragile, mais contrairement au béton, il a une nature semi-structurelle, car il ne contient pas de granulats. Le mortier renforcé de fibres (MRF) contient à l'intérieur des fibres de taille millimétrique qui augmentent sa résistance et compensent le retrait. C'est ainsi qu'est née l'idée du MRF à base de fibres végétales pour remplacer les fibres synthétiques.

Des recherches antérieures ont montré que les fibres végétales sont une source durable et renouvelable pour le renforcement du béton [1]. La France est le plus grand producteur de lin au monde avec plus de 106 000 hectares cultivés, et le plus grand producteur de chanvre en Europe avec 17 000 hectares de champs [2]. La tendance à utiliser des fibres végétales dans les composites cimentaires ne fait que grandir [3], comme en attestent les nombreuses recherches visant à développer des matériaux de construction durables utilisant des fibres naturelles [4-6].

Le présent article se concentre sur les applications de mortier de chape utilisant des fibres végétales de chanvre, de lin, de bambou et de miscanthus. Une campagne expérimentale a été menée pour étudier l'influence du type, de la teneur et de la taille des fibres sur la performance du composite à l'état frais.

II. MATERIAUX ET METHODES

Afin de limiter l'impact environnemental du processus d'élaboration, les fibres brutes ont été utilisées dans cette étude sans aucun traitement chimique.

L'accent est mis sur quatre types de fibres : (i) le lin, (ii) le chanvre, (iii) le miscanthus et (iv) le bambou. Le lin et le chanvre appartiennent à la catégorie des fibres souples, tandis que le miscanthus et le bambou appartiennent à la catégorie des fibres rigides. Deux longueurs nominales de fibres l_{nom} = 5 et 15 mm ont été considérées pour chacun des quatre types de fibres mentionnés ci-dessus. Chaque mélange est désigné par la première lettre de la fibre végétale suivie de la longueur nominale (par exemple, L15 représente le mélange avec du lin et une longueur nominale de fibre de 15 mm).

Un ciment Portland de type CEM II/A LL 42.5 R CP2 CE NF a été utilisé et un filler calcaire de haute pureté a été ajoutée au mélange pour améliorer ses caractéristiques d'ouvrabilité. Le dosage adopté pour l'élaboration du mortier de chape anti-fissuration est indiqué dans le Tableau 1.

TABLEAU 1. Dosages de la formulation chape anti-fissuration

Rapport eau/liant	Classe du resistance	Consistance	Liant equivalent (EN-206)	Sable	Adjuvant
0.61	C20	F4	CEM II/A LL 42,5 R Filler calcaire (382.5 kg/m^3)	0/4 (1251 kg/m^3)	(4.73 kg/m^3)

Les mortiers ont été préparés conformément à la norme NF EN 196-1. Les conditions de laboratoire sont de 20 ± 2°C et avec une humidité relative supérieure à 50%.

La caractérisation des propriétés à l'état frais est basée sur les normes suivantes :la masse volumique et la teneur en air s'appuient sur EN 12350-6 et EN 12350-7 respectivement, alors que l'étalement s'appuie sur la NF EN 12350-5.

III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

L'étalement des composites fibre-ciment caractérise l'ouvrabilité de ses mélanges dans lesquels interviennent les paramètres suivants : le rapport eau-ciment, le type de fibre, les méthodes de mélange et les dosages.

Les résultats de l'étalement à T0 de MRF avec des quantités de fibres végétales de 0.4, 0.6, 0.8, 1.2, 2 et 4 kg/m3 sont illustrés dans la Figure 1. Les références de l'échantillon témoin et avec des fibres synthétiques (Ch. Antif.) avec un dosage de 0.6 kg/m3 ont un étalement similaire à celui des fibres végétales. On peut remarquer que l'étalement des MRF diminue avec l'augmentation de la teneur en fibres à partir de 1,2 kg/m3 pour les fibres souples, tandis que pour les rigides, l'étalement reste pratiquement le même. Cette diminution peut être négligée à l'échelle de la caractéristique rhéologique du mortier sauf pour le dosage de 4 kg/m3 dans le cas des fibres souples, où la perte d'ouvrabilité devient significative. Il est évident qu'une augmentation du dosage des fibres et du facteur de forme (FF) ont un impact négatif sur l'ouvrabilité, en raison de l'imbrication entre les fibres. Ce résultat est en accord avec plusieurs recherches [7-9].

Le principal paramètre qui peut expliquer ce comportement est le FF (ratio longueur/diamètre) des fibres. Pour les fibres souples, ce rapport est plus élevé que pour les fibres rigides, ce qui les

rend plus minces et, par conséquent, il y a plus de problèmes de mélange avec une perte de fluidité qui en résulte et une valeur d'étalement plus faible.
Un amas de fibres longues et minces dont le FF est supérieur à 100 (fibres souples : chanvre et lin) aura tendance à s'agglomérer pour former une boule, qui sera très difficile à séparer. En revanche, les fibres courtes dont le FF est inférieur à 50 (fibres rigides : miscanthus et bambou) et peuvent facilement être dispersées [10] ; par conséquent, l'étalement des fibres souples est beaucoup moins fluide que celui des fibres rigides pour toutes les longueurs et tous les dosages (Figure 2).

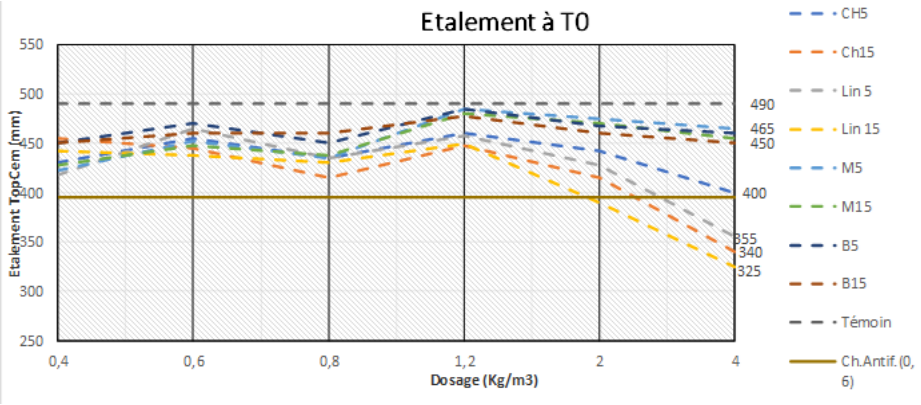


FIGURE 1. Graphique des étalements des formulations à T0

On peut observer que la densité apparente (Figure 2 a) des mortiers renforcés diminue progressivement en augmentant le dosage de fibres. On constate que les fibres souples ont une chute de masse volumique beaucoup plus importante que les fibres rigides et surtout au dosage maximal. Ceci peut être expliqué par le fait que le FF est beaucoup plus élevé pour les fibres souples. Une autre conséquence immédiate du fait que le FF est plus élevé est l'augmentation de l'air occlus. La Figure 2 b montre aussi que les valeurs d'air occlus augmentent avec l'augmentation des dosages des fibres. De plus, il a été démontré que les fibres souples ont des valeurs d'air occlus plus élevées que les fibres rigides. C'est le cas du lin et du chanvre au dosage de 4 kg/m3 qui présentent des difficultés pendant la phase de mélange. Plus la quantité d'air occlus dans un composite est importante, plus il devient léger, ce qui est confirmé par les résultats de la masse volumique.

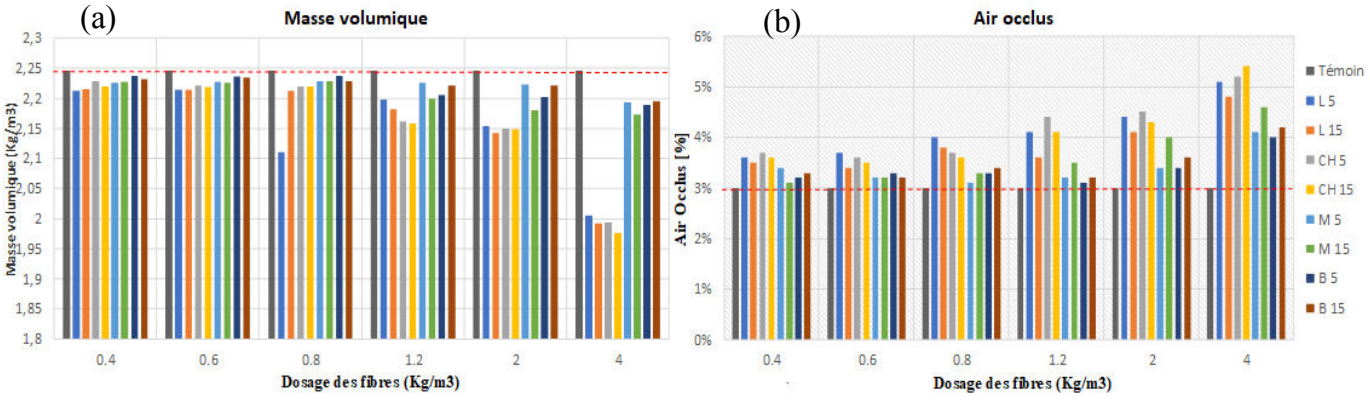


FIGURE 2. (a) Masse volumique, (b) Air occlus pour toutes les formulations

IV. CONCLUSIONS

L'utilisation de fibres végétales dans le but de renforcer le mortier entraîne la modification de certaines caractéristiques du MRF :
(1) Une augmentation du dosage des fibres et de FF ont un impact négatif sur l'ouvrabilité. Les fibres souples commencent à avoir un comportement non-fluide à partir de 0.8-1.2 kg/m3 de dosage de fibres alors que les fibres rigides restent fluides à tous les dosages (à T0). Toutes les valeurs d'étalement du MRF ont une meilleure performance que celle des fibres synthétiques.
(2) L'utilisation de fibres naturelles dans le mortier entraîne une diminution de la masse volumique d'une manière plus significative dans les fibres souples que dans les fibres rigides pour des dosages de fibres plus élevés.
(3) Une augmentation de l'air occlus est observée avec un dosage plus élevé de fibres, l'air occlus étant plus grand dans le cas de fibres souples.
D'autres recherches sont encore nécessaires pour élargir le champ d'application de MRF, notamment l'amélioration du vieillissement des fibres, ainsi que la durabilité à long terme dans des conditions de gel-dégel mais il semble que l'avenir soit très prometteur pour les MRF.

REFERENCES

[1] Mostefai N., Hamzaoui R., Guessasma S., Aw A., Nouri H. Microstructure and mechanical performance of modified hemp fiber and shiv mortars: Discovering the optimal formulation. Materials & Design, 84 : 359-371, 2015.
[2] FRD & al. Mémento 2020: Panorama des marchés. Fibres végétales techniques à usages matériaux (hors bois) en France. 48 p.
[3] M. Bołtryk and E. Pawluczuk, Properties of a lightweight cement composite with an ecological organic filler. Construction and Building Materials, 2014, vol. 51, p. 97-105, DOI: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.10.065
[4] O. Onuaguluchi, N. Banthia. Plant-based natural fibre reinforced cement composites: a review. Cem. Concr. Compos., 68 (2016), pp. 96-108, 10.1016/j.cemconcomp.2016.02.014.
[5] M. Freudiger, Construction material on a plant basis and method for the producing of this construction material. 2002: Switzerland. Patent. EP 1 554 228 B1.
[6] H. Höhn, Building material with a plant filler. 2004: Luxembourg. Patent. EP 1 765 742 B1.
[7] M. Safiuddin, G. Abdel-Sayed, N. Hearn, Performance and cost-effectiveness of short pitch-based carbon fiber reinforced mortar composite, Materials (Basel). 14 (2021). https://doi.org/10.3390/ma14164693.
[8] R.A. Raju, S. Lim, M. Akiyama, T. Kageyama, Effects of concrete flow on the distribution and orientation of fibers and flexural behavior of steel fiber-reinforced self-compacting concrete beams, Constr. Build. Mater. 262 (2020) 119963. https://doi.org/10.1016/J.CONBUILDMAT.2020.119963.
[9] C.K. Park, Characterization of fiber reinforced macro-defect-free cementitious materials, J. Ceram. Soc. Japan. 106 (1998). https://doi.org/10.2109/jcersj.106.268.
[10] Hannant, D. J., Fibre Cements and Fibre Concretes, John Wiley & Sons, Ltd., Chichester, United Kingdom, 1978, p. 53

Mechanical behavior of connections in timber gridshells structure

Husam Wadi[1], Sebastien Mercadier[1], Frederic Duprat[1], Thomas De Larrard[1], Zakaria Djamai[1]

[1] *LMDC (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Construction), Université de Toulouse, INSA/UPS Génie Civil, 135 Avenue de Rangueil, 31077 Toulouse Cedex 04.*

ABSTRACT

This study focuses on the mechanical behaviour and performance of connections in the timber gridshells. Two different forms of timber beams are used, the first was consisting of timber beam of gridshells without connection, and the second was with steel connection that was fabricated by the Quaternion company in France. These two forms of timber beams are those most widely used as a main beams in gridshells structures. In this paper, an experimental investigation of large-scale timber beam of the gridshells with dimensions (2.8m length) are used. The timber beams were tested under four-points flexural test at the laboratory of LMDC in Toulouse. Also, the total rigidity of the connection was investigated experimentally.

Keywords: Timber gridshells, Flexural tests, Steel connection, Rigidity of connection

I. INTRODUCTION

Shell structures are versatile in the variety of forms they can offer. Timber material has been used throughout many years and is still until now a very prominent material nowadays as a structural element in building and construction. Gridshells are structures that get strength and stiffness through their double curvature form[1]. These structures are comprised of numerous straight elements each inclined with different angels joined by specific assemblies. An example is the roof over the great court in the British Museum [2] and the courtyard roof in the Museum of Hamburg History [3]. In addition, a number of bending inactive timber gridshells have been constructed such as the University of Exeter Forum [4] and Centre Pompidou Metz [3], using members created by machining smaller curved timber sections out of initially straight glulam timber of large cross section. In contrast, bending active gridshells is not common, however, a number of these have been constructed such as the Multihalle in Mannheim [5]. As matters currently stand in relation to active Timber Gridshells, capable to be assembled and disassembled several times remaining in elastic range of mechanical behavior, it is obvious that there is a lack of knowledge and a need for further experimental studies of elements of the gridshells – practically beams under flexural loads and the performance of the connection with the beam. For this purpose, this research highlights the parameters that could play a main role in the structural behavior of the assembly.

II. FLEXURAL TESTS OF WOODEN BEAMS

Two groups of wooden beams were prepared for four-points flexural testing in order to investigate the mechanical behavior of the connection in beams of gridshells. The first group consisted of wooden beams without connection and the second group consisted of wooden beams with steel connection at the middle of the beam. The total length of the entire beam is around 2.4 m. The end supports were fixed with clamps in order to allow rotation and prevent the displacement in the horizontal direction. Manual weights were applied gradually at the middle of another beam which is connected with two stirrups to represent two concentrated force on the tested beam as illustrated in Figure 2. Three laser devices (L_1, L_2, L_3) were installed to measure the deflection at three points on one side of the beam, assuming the symmetry beam's geometry.

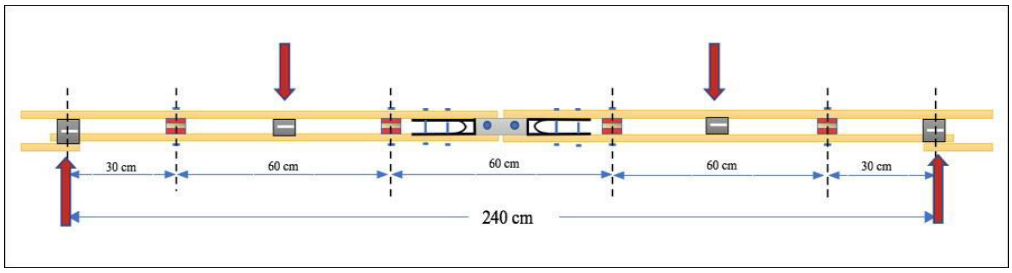


FIGURE 1. **Four points flexural test of the entire wooden beam.**



FIGURE 2. **Beam without connection in test.**

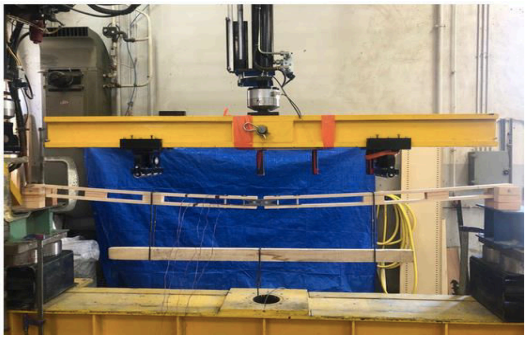


FIGURE 3. **Beam with steel connection in test.**

III. BEAM RIGIDITY

In order to characterize the total rigidity of the entire beam with connection, it was necessary to identify the rigidity of each part of the beam experimentally. The entire beam consists of three main parts, shear wedges (K_1), wood-steel connection (K_2) and steel-steel connection (K_3). In the loaded state of the beam, the shear wedges will be under the shear forces transmitted between the two wooden lattes. Steel-steel connection at the middle of the beam will be under flexural rotation. Wood-steel connection will be under shear effect. In order to identify experimentally the rigidity of each part, small samples of each part were prepared.

IV. RESULTS AND DISCUSSION

The results in Figure 4 for tests no. 1 and 2 represent the force displacement of wooden beams without connection and tests 3 and 4 represent the force displacement of wooden beams with steel connection. It was obvious that the wooden beams without connection have approximately the same behavior at the beginning of the test (20 mm of deflection). The results show also that beams with steel connection have different behavior due to the fabrication of steel connections.

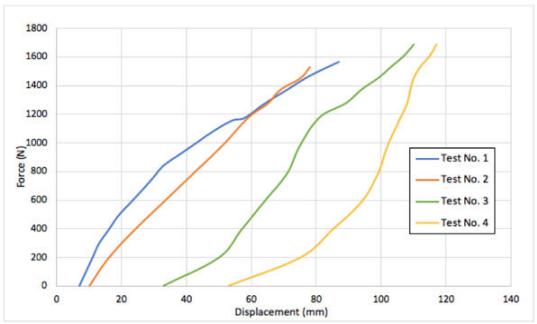


FIGURE 4. **Flexural test of wooden beams with and without connection.**

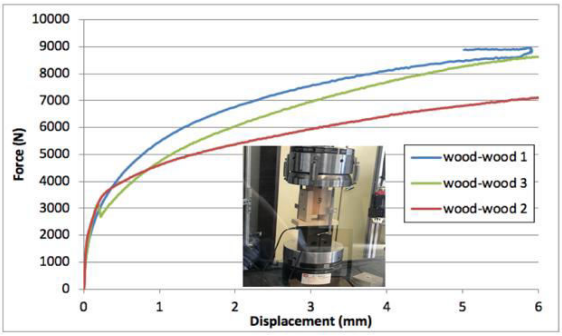


FIGURE 5. **Force-displacement diagram of wood to wood connection.**

Figure 6 shows the force displacement of the wood to wood connection and the average rigidity as K_{exp} = 6256 kN/m. The average rigidity of wood to steel connection was calculated experimentally (Fig. 6) and the average value was K_{exp} = 10659kN/m. The steel to steel connection was tested under the four point flexural test as illustrated in Figure 8. The moment rotation diagram was calculated from the force displacement diagram of the test. Figure 8 illustrates that the elastic behavior of samples start after 0.4mm and 0.7 mm for samples 1 and 2 respectively. The average rigidity of the complete connection in rotation as around 23386 kN.mm. The tilting rigidity of the shear wedges was considered in order to estimate the total rigidity of the complete beam.

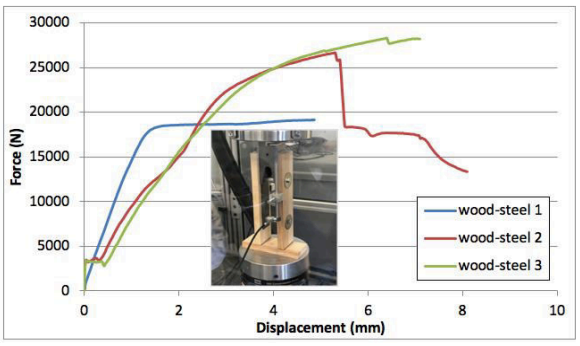


FIGURE 6. **Force displacement diagram of wood to steel connection.**

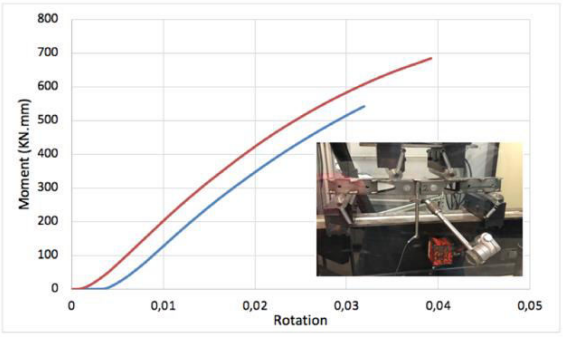


FIGURE 7. **Moment rotation diagram of steel to steel connection.**

This estimation can be calculated using the formula (1)

$$K_{u,E,bascule} = \frac{s.E_{mean}.b.e^3}{hc^2.\left(\frac{s}{2}-\frac{Lc}{2}\right).\left(s-\frac{Lc}{2}\right)} \quad (1) \qquad K_{u,Bascul,CI} = \left[\frac{1}{\frac{1}{K_{u,O,top,CI}}+\frac{1}{2.K_{u,BASC,CI}}} = \frac{1}{\frac{1}{K_{u,O,bottom,CI}}+\frac{1}{2.K_{u,BASC,CI}}}\right] \quad (2)$$

Where s is the distance between shear wedges centre to centre, L_c and h_c are the length and height of shear wedges, b is length of lame and e is the thickness of the latte. The estimation of tiling of the tested beam was $k_{u,E,bascule}$ =10266kN/m. The combination of the rigidity of all parts of the beam can be express as the formula (2). The total rigidity of connection in the entire beam was 21318kN/m.

V. CONCLUSION

The mechanical behavior of wooden beam with connection was studied in order to verify the global behavior of the beam in the gridshells structures. Each part of the connection as identified to calculate each rigidity and a complete prediction of the entire beam was investigated in this study.

VI. ACKNOWLEDGMENTS

This study was funded by **Région Occitanie**, program FEDER-FSE through the project **GERBOISE-READYNOV** Transition Numérique. Many thanks also to Quaternion company and Terrell engineering office for their support in this project. Carole Soula and Sylvain Dos Santos are gratefully thanked for their contribution to the experimental investigation.

REFERENCES

[1] Lienhard J, Alpermann H, Gengnagel C, Knippers J. Active bending, a review on structures where bending is used as a self-formation process. International Journal of Space Structures. 2013;28(3-4):187-96.

[2] Williams CJK. The analytic and numerical definition of the geometry of the British Museum Great Court Roof. Digital tectonics, Wiley-Academy, United Kingdom. 2001:78-85.

[3] Adriaenssens S, Block P, Veenendaal D, Williams C. Shell Structures for Architecture: Form Finding and Optimization: Taylor & Francis; 2014.

[4] Olsson J. Form finding and size optimization- Implementation of beam elements and size optimization in real time form finding using dynamic relaxation. 2012.

[5] Happold E, Liddell W. Timber lattice roof for the Mannheim Bundesgartenschau. The Structural Engineer. 1975;53(3):99-135.

La régénération de l'hydraulicité des matériaux de construction : Étude sur le C_3S

A. ABIDAR[1], O. BOUCHENAFA[1], S. MANSOUTRE[2], R. HAMZAOUI[1], C. FLORENCE[1], L. BARNES DAVIN[2], C. CAPRA[3], B. CLASSEN[4].

[1] *Université Paris-Est, Institut de Recherche en Constructibilité, ESTP, 28 avenue du Président Wilson, 94234 Cachan, France*

[2]*Vicat, 4 Rue Aristide Bergès, Les Trois Vallons 38080 L'Isle d'Abeau, France*

[3] *Lafarge France, 2 avenue du général de Gaulle 92148 Clamart Cedex, France*

[4] *Ciments Calcia – Heidelberg Cement, Pôle Route et Développement, BP01 Les Technodes 78930 Guerville.*

RESUME

Un travail de thèse a été lancé et financé par la Fondation ESTP, Vicat, Lafarge-Holcim France, et Ciments Calcia, pour étudier et comprendre les mécanismes de régénération de l'hydraulicité des bétons recyclés après différents traitements thermiques.

Dans cet article, nous présentons quelques résultats sur l'étude des mécanismes d'hydratation et déshydratation d'une phase pure : le C_3S. Sur la base de l'étude bibliographique réalisée, le processus que nous proposons implique de traiter thermiquement des poudres, issues de concassage des éprouvettes d'alite pur hydratés à 28 jours à différentes températures entre 400°C et 800°C. À partir d'un traitement thermique de 600°C, une formation de la structure bélitique C_2S a été identifiée par la DRX et confirmée par la spectroscopie infrarouge dans les deux pics à 845 et 993 cm^{-1} montrant les vibrations des liaisons de type Si-O présentes dans le β-C_2S.

Mots-clefs Ciment, Régénération de l'hydraulicité, Structure, Traitement thermique, Recyclage.

I. INTRODUCTION

Le développement durable est devenu un véritable enjeu stratégique. Il concerne directement les matériaux de construction, que ce soit du point de vue des émissions de CO_2, de la consommation d'énergie, de la consommation de matières premières, ou de la production de déchets au moment de la construction et de la déconstruction.

En termes de valorisation, le recyclage du béton est une solution existante pour réduire l'utilisation des ressources naturelles et les émissions associées au secteur des matériaux de construction. Cela se traduit par l'utilisation des déchets de béton comme granulats recyclés industriels pour béton neuf (Silva et al., 2019) ou comme matériaux de chaussée granulaires, en particulier dans les couches structurelles telles que les bases et les sous couches des chaussées (Jiménez et al., 2012). D'autres options sont envisageables pour utiliser la partie fine des déchets de béton (des fines issues des sables ou granulats de béton recyclé) soit en tant que matière première alternative entrant dans la fabrication du clinker, soit en tant qu'ajout dans le ciment ou encore en tant que liant hydraulique où le liant a été remplacé totalement le ciment.

Le présent travail est consacré à l'étude des mécanismes de régénération de l'hydraulicité des poudres C_3S. Pour ce faire, nous allons suivre les phénomènes d'hydratation et de déshydratation via des traitements thermiques à différentes températures. Une étude structurale et microstructurale est également effectuée.

II. Matériaux et méthodes

A. Matériaux

Nous avons utilisé un silicate tricalcique « C_3S » pur qui a été synthétisé par LafargeHolcim. La valeur D_{50} de la poudre concassée et tamisée à 80µm est de 14,57 µm.

B. Méthodes

Une pâte de C_3S a été préparée avec un rapport eau/liant de 0,6 afin d'obtenir une hydratation rapide. La pâte a été coulée dans de petits flacons en plastique. Après 24h le démoulage est effectué et les éprouvettes sont immergées totalement dans l'eau à 20°C pendant la durée de cure.

Après 28 jours de cure, les éprouvettes ont été concassées à l'aide d'un concasseur RETSCH BB50 et tamisées à 80µm. Ensuite un traitement thermique des poudres obtenues a été réalisé dans un four électrique. Les traitements investigués ont été appliqués pendant une heure à différentes températures, de 400°C jusqu'à 800°C, suivis d'un refroidissement à l'air à température ambiante. Après les traitements thermiques, des caractérisations par diffraction des rayons X (DRX) et spectroscopie infrarouge à transformée de Fourier (FTIR) sur les produits formés ont été effectuées.

Face à la complexité du traçage de l'histoire des traitements appliqués sur les matériaux dans notre étude, nous avons convenu d'une nouvelle nomenclature permettant de retracer la « généalogie » des liants hydrauliques étudiés. Par exemple, nous avons appelé « LH1_G0_A » le matériau de C_3S pur Anhydre où LH1 signifie le liant hydraulique C_3S, G0 correspond à la Génération 0 (C_3S pur d'origine) et A signifie Anhydre. L'appellation « LH1_G0_H28j » fait référence quant à lui, au matériau C_3S pur de Génération 0 hydraté pour une durée de 28 jours (H28j). Après traitement thermique, on obtient alors une nouvelle génération de matériau régénéré G1, Génération 1. Ces poudres, après traitement thermique sont alors appelées LH1_G1_H28j_XT_A avec X la température de traitement thermique de régénération appliquée sur la première pâte durcie de LH1_G0_28j, et A faisant référence à la poudre anhydre ainsi obtenue (avant réhydratation).

III. Résultats et discussion

Une fois les poudres produites après les traitements thermiques, elles sont analysées par la diffraction des rayons X et la spectroscopie infrarouge et les résultats sont comparés à ceux de la poudre sans traitement thermique.

La figure 1 présente les différents diffractogrammes des LH1_G0_A (C_3S pur anhydre), LH1_G0_H28j (C_3S pur hydraté à 28 jours) et des traitements thermiques de LH1_G0_H28j (C_3S pur hydraté à 28 jours) à différentes températures. La structure de LH1_G0_A est identifiée

comme structure triclinique selon la fiche PDF (04-012-3692). Après hydratation à 28 jours, la structure LH1_G0_H28j a montré la présence de portlandite, identifié avec la fiche PDF (00-004-0733) et aussi avec la présence de C_3S non hydraté. En utilisant le logiciel TOPAS pour la quantification des structures cristallines par la méthode RIETVELD, nous avons trouvé une amorphisation d'environ 55% qui peut être attribuée à la formation des C-S-H, aussi 16% de l'alite non hydraté avec 25% de la portlandite.

Concernant les diffractogrammes des LH1_G1_H28j_XT_A (les LH1_G0_H28j traités thermiquement à différentes températures pendant une heure), nous avons observé la disparition des pics de portlandite à 500°C. Il s'agit d'une réaction de déshydroxylation de la portlandite qui commence à partir de 450°C, selon la formule suivante : $Ca(OH)_2 \rightarrow CaO + H_2O$.

Le pic correspondant à la chaux (00-004-0777) augmente avec la température de traitement. Cela peut être due à la décomposition de $CaCO_3$ et de $Ca(OH)_2$. On remarque l'apparition de ce pic à partir de 500 °C, et devient plus intense à 800°C. Généralement dans la littérature, on trouve la décomposition de la structure $CaCO_3$ qui commence à partir de températures proches de 750 °C selon la formule suivante $CaCO_3 \rightarrow CaO + CO_2$.

À partir de 600°C, on remarque une apparition des pics attribués, à la formation de la structure bélitique silicate dicalcique C_2S identifié avec la fiche PDF (01-083-0460).

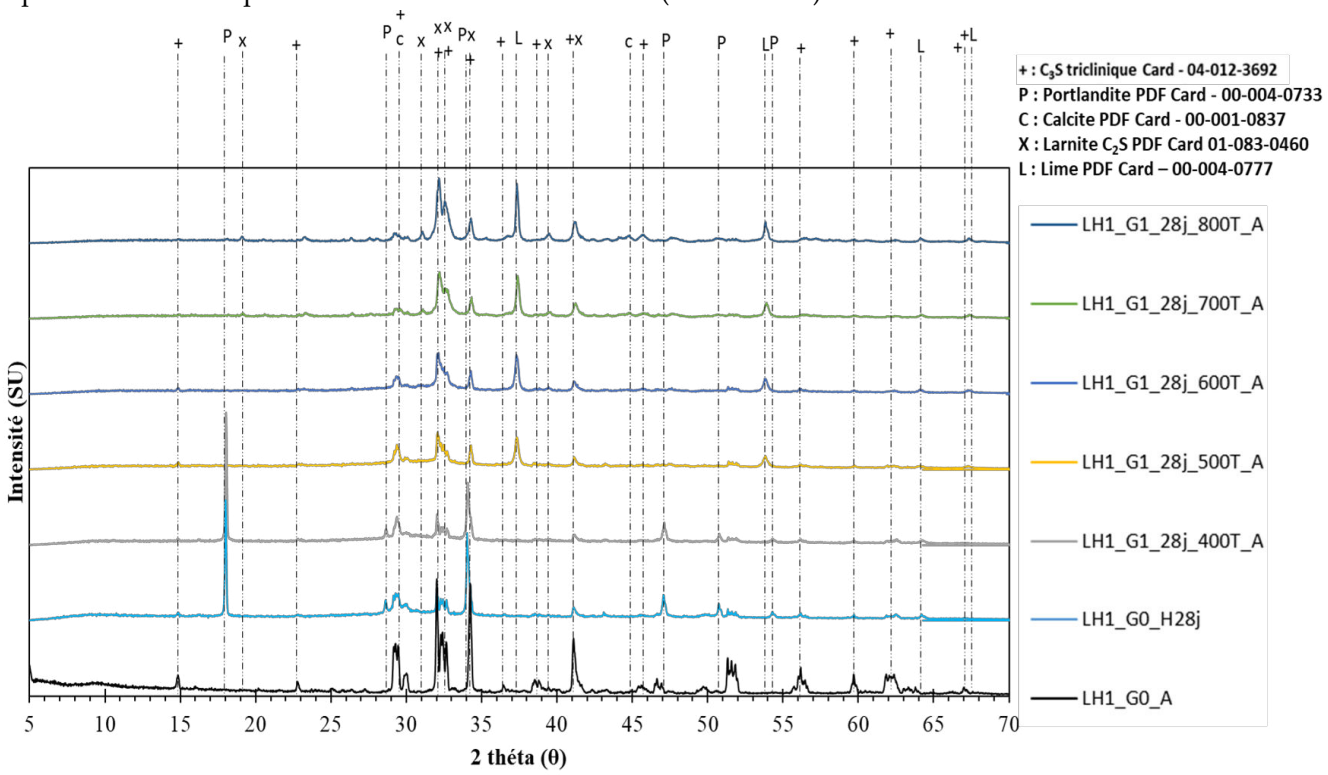


FIGURE 1. Diffractogramme de LH1_G0_A, LH1_G0_H28j et des traitements thermiques de LH1_G0_H28j à différentes températures

La Figure 2 présente les spectres de la pâte de C_3S à 28 jours LH1_G0_H28j ainsi que les traitements thermiques effectués LH1_G1_H28j_XT à différentes températures pendant une heure. Concernant la pâte LH1_G0_H28j, nous avons identifié les bandes de liaison type Si-O à

955 cm^{-1} et à 813 cm^{-1}, caractéristique de la présence des silicates de calcium hydratés (C-S-H). Le tableau 1 résume les différentes bandes trouvées associées aux types de liaisons chimiques. Après les différents traitements thermiques, nous avons constaté à partir de 500°C la disparition de pic à 3640 cm^{-1} caractéristique de la bande de liaison type O-H provenant de la portlandite. Aussi nous avons remarqué le déplacement de la bande à 955 cm^{-1} caractéristique de la liaison type Si-O vers 880 cm^{-1}, qui peut être due à la décomposition des CSH.

À partir de 600°C une apparition de deux pics à 845 et 993 cm^{-1} caractéristique des liaisons type Si-O présentes dans le β-C_2S (Fernández-Carrasco et al., 2012).

TABLEAU 1. Pics IR de quelques groupements chimiques.

Groupement chimique	Nombre d'onde (cm^{-1})
O-H ($Ca(OH)_2$)	3640
C-O ($CaCO_3$)	1411
Si-O (C-S-H)	955, 813

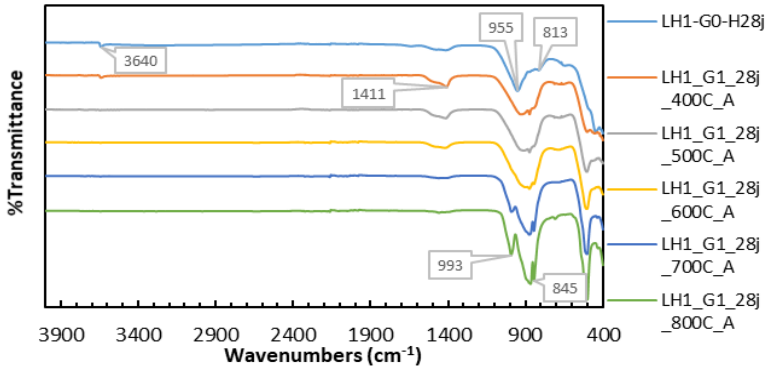


FIGURE 2. Spectre infrarouge des différents produits obtenues par traitement thermique pendant une heure

IV. Conclusion

Les transformations de phase dans les poudres de pâtes de C_3S hydraté ont été étudiées en fonction de la température de traitement dans la gamme de 400-800 °C. La chaux s'est formée à la suite de la décomposition de la portlandite et de $CaCO_3$.

Les résultats expérimentaux démontrent qu'une nouvelle phase régénérée peut être produite à partir des pâtes de C_3S hydraté, grâce à un traitement thermique. L'analyse par la DRX et le FTIR montrent que la bélite obtenue est un β-C_2S. La bélite a commencé à se former à une température de 600 °C et sa formation a été accompagnée par la décomposition des CSH.

REFERENCES

Fernández-Carrasco, L., Torrens-Martín, D., Morales, L.M., Martínez-Ramírez, S., 2012. Infrared Spectroscopy in the Analysis of Building and Construction Materials. Infrared Spectrosc. - Mater. Sci. Eng. Technol. https://doi.org/10.5772/36186

Jiménez, J.R., Ayuso, J., Agrela, F., López, M., Galvín, A.P., 2012. Utilisation of unbound recycled aggregates from selected CDW in unpaved rural roads. Resour. Conserv. Recycl. 58, 88–97. https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2011.10.012

Silva, R. V., de Brito, J., Dhir, R.K., 2019. Use of recycled aggregates arising from construction and demolition waste in new construction applications. J. Clean. Prod. 236, 117629. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.117629

Valorisation des cendres de biomasse d'une centrale à lit fluidisé dans un mortier

Florian Schlupp, Jonathan Page, Chafika Djelal, Laurent Libessart

Univ. Artois, IMT Nord Europe, Junia, Univ. Lille, ULR 4515, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement (LGCgE), F-62400 Béthune, France

RESUME Le travail de recherche présenté ici a pour objectif d'étudier la possibilité d'incorporer des cendres sous-foyer (CSF) de biomasse, issues de centrale à lit fluidisé dans des mortiers en substitution du sable. Les CSF proviennent de la combustion de la biomasse et du sable utilisé dans la chaudière. Les caractéristiques physico-chimiques et minéralogiques des CSF ont d'abord été déterminées. Celles-ci ont une granulométrie comprise entre 0 et 2 mm et se composent essentiellement de silice (SiO_2). La masse volumique des CSF diminue et l'absorption d'eau augmente du fait de la combustion. L'influence des CSF sur les propriétés à l'état frais et à l'état durci des mortiers est également étudiée. Les résultats montrent une diminution de la consistance en comparaison avec la référence. A l'état durci, il est observé une augmentation des résistances à la compression croissante avec le taux de substitution en CSF et la durée de cure.

Mots-clefs Cendres sous-foyer de biomasse ; Valorisation ; Résistance à la compression

I. INTRODUCTION

En France, la production annuelle de cendres de biomasse liée à la production d'énergie et de chaleur, toutes technologies et catégories confondues, est estimée à 200 000 tonnes en 2017 (Syndicat des énergies renouvelables, 2021). Cela représente une quantité importante de matériaux à éliminer (mise en décharge) ou à valoriser (par épandage) par les exploitants des centrales biomasses, avec des coûts élevés. Les cendres sous-foyer (CSF) étudiées proviennent de la centrale biomasse de Lens qui est équipée d'une chaudière à lit fluidisé dense (Figure 1). Elle consomme 63 000 t de biomasse par an, principalement des grumes, des plaquettes forestières et du bois de recyclage. Ces CSF représentent 75 % de la production de la centrale à lit fluidisé qui se situe dans les Hauts-de-France. Après le processus de combustion, les CSF sont récupérées dans le lit de la chaudière. Ces CSF sont constituées du sable utilisé comme lit pour la combustion (>95 %) et des cendres issues de la combustion de la biomasse (<5 %). Après sa récupération, le matériau est tamisé à l'aide d'un tamis de 5 mm afin de retirer la plupart des éléments indésirables. La valorisation des cendres sous-foyer de biomasse a un double objectif, le premier est de retirer les cendres de la catégorie des déchets et le second est de réduire la consommation en granulats naturels dans la construction. Avant incorporation dans un matériau cimentaire, il est nécessaire de connaître les caractéristiques physico-chimiques de ce matériau afin de s'assurer qu'il soit compatible avec une utilisation en tant qu'agrégat dans des bétons. Cette étude porte sur l'analyse des modifications induites par la combustion de biomasse avec le sable utilisé dans la chaudière pour former des CSF. Elle porte également sur leur incorporation en tant que sable dans la composition de mortier. Ces travaux sont réalisés dans le cadre du projet ADEME BIOGRAFIC (Valorisation des cendres de BIOmasse en tant que GRAnulats et FIller dans des blocs de Construction).

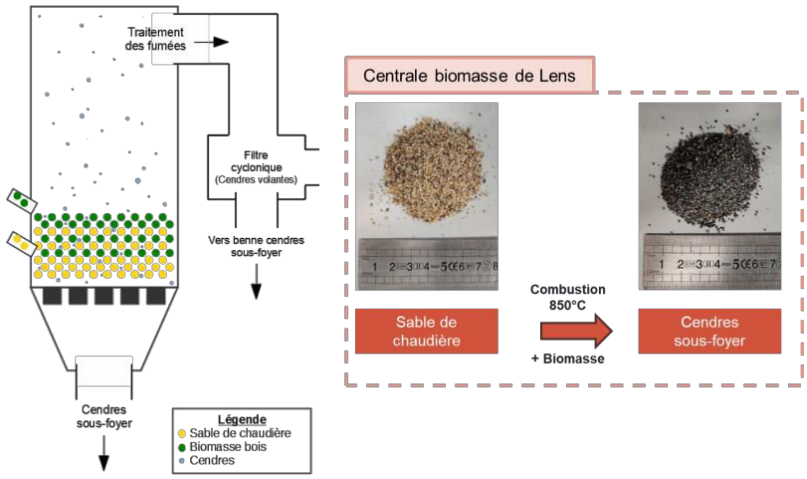


FIGURE 1. Fonctionnement de la centrale à lit fluidisé et évolution suite à la combustion

II. MATERIAUX ET METHODES EXPERIMENTALES

A. Matériaux

Le ciment utilisé dans cette étude est un CEM I 42,5 R. Le sable utilisé provient de la centrale de biomasse, où il est utilisé lors de la combustion. C'est un sable siliceux, d'une granulométrie 0/2 serrée autour de 1 mm. Sa masse volumique est de 2,60 ± 0,01 g/cm^3 et son coefficient d'absorption d'eau est de 0,82 ± 0,14 %. Ce sable a été choisi pour étudier l'influence de la combustion sur les CSF et pour la formulation du mortier de référence.

B. Méthodes expérimentales

Afin d'étudier l'influence de la substitution du sable du mortier par des CSF, cinq formulations ont été confectionnées avec un rapport E/C constant de 0,5. Les taux de substitution volumique sont de 0, 25, 50, 75 et 100 %. Les mortiers sont fabriqués suivant la norme NF EN 196-1 puis stockés dans une chambre humide (HR 70 % ; 20°C).

La consistance des mortiers a été déterminée à l'aide de la table à secousses (NF EN 1015-3) et d'un maniabilimètre type B (NF P18-452). Les quantités de chaleur dégagées durant les 48 premières heures d'hydratation sont déterminées à l'aide d'un calorimètre isotherme (NF EN 196-11). Les résistances à la compression ont été réalisées sur des demi-éprouvettes 4x4x16 cm, aux termes de 7, 28 et 90 jours (NF EN 196-1) et la porosité accessible à l'eau a été déterminée après 28 jours de cure (NF P18-459)

III. RESULTATS ET DISCUSSION

A. Caractérisations des cendres sous-foyer

Les CSF sont composées de silice (SiO_2 – 88,0 %) qui représente la phase majeure de la composition chimique des CSF, de chaux (CaO – 3,4 %) et d'alumine (Al_2O_3 – 2,4 %). L'analyse minéralogique DRX montre également la présence majoritaire de quartz (SiO_2) et ainsi qu'un pic de calcite ($CaCO_3$) (Figure 2). De plus, on note également l'absence d'une phase amorphe. En comparaison avec le sable de chaudière, les CSF possèdent des pics identiques caractéristiques du quartz avec des intensités différentes, ce qui peut s'expliquer par la présence de cendres de biomasse. La présence de silice cristalline est une caractéristique de la technologie à lit fluidisé (Carević et al., 2019).

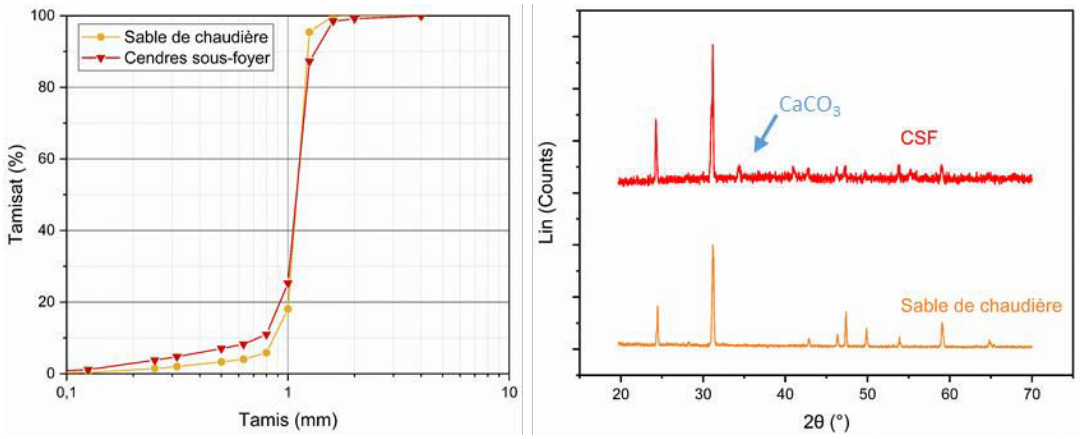


FIGURE 2. Analyse granulométrique (gauche) et analyse minéralogique des granulats (droite)

La Figure 2 présente les courbes granulométriques du sable de chaudière et des CSF. Elles montrent que les matériaux ont un fuseau 0/2 resserré autour d'une taille de granulat de 1 mm. En comparaison avec le sable de chaudière, les CSF présentent une augmentation de 18 % des passants de 0,125 à 0,80 mm. La combustion va augmenter la quantité de grains fins et apporte de fines particules de cendres de biomasse dans le matériau. La masse volumique réelle des CSF (2,12 ± 0,09 g/cm³) est réduite de 18 % suite à la combustion, tandis que le coefficient d'absorption (7,23 ± 1,67 %) est 9 fois supérieur au sable de chaudière dont les valeurs sont respectivement de 2,60 ± 0,01 g/cm³ et de 0,82 ± 0,14 %. Un coefficient d'absorption d'eau élevé risque de provoquer des modifications de la consistance et des résistances des mortiers formulés avec des CSF.

B. Propriétés des mortiers

L'incorporation de CSF en substitution du sable provoque une baisse de la consistance des mortiers à la table à secousses et au maniabilimètre (Tableau 1). La diminution de l'eau disponible pour la lubrification des grains, liée à l'absorption importante des CSF va réduire la consistance des mortiers. La modification de la surface des grains de CSF ainsi que la présence de grains plus fins peuvent également influencer ces diminutions (Rosales et al., 2017). Les quantités de chaleur dégagées entrainent une amélioration des réactions d'hydratations lors de l'ajout de CSF dans le mortier avec un effet de seuil pour 75 % de substitution.

TABLEAU 1. Propriétés à l'état frais des mortiers

Substitution (%vol)	0	25	50	75	100
Etalement (%)	33,8 ± 6,5	30,4 ± 6,1	27,3 ± 2,8	25,30 ± 2,5	24,8 ± 0,8
Temps d'écoulement (s)	9,1 ± 2,0	11,8 ± 1,0	12,3 ± 1,5	14,5 ± 4,2	16,3 ± 2,4
Quantité de chaleur dégagée (J/g)	232,9 ± 3,6	250,2 ± 0,3	277,8 ± 2,3	286,3 ± 2,2	264,0 ± 1,9

La Figure 3 présente les résultats des résistances en compression des mortiers, aux échéances de 7, 28 et 90 jours. L'incorporation de CSF dans les mortiers entraîne une augmentation des résistances mécaniques. Ceci peut être attribué à l'augmentation de la compacité granulaire des mélanges (Méthode LCPC n°61). L'augmentation des résistances après 28 jours ainsi que la quantité de chaleur dégagée pour les formulations incorporant des CSF suggère une potentielle réactivité avec la matrice cimentaire. Une hypothèse est que la présence de magnésium (Mg) et de calcium (Ca) sur la surface des grains de CSF pourraient favoriser l'hydratation à court et long terme (Hou et al., 2017).

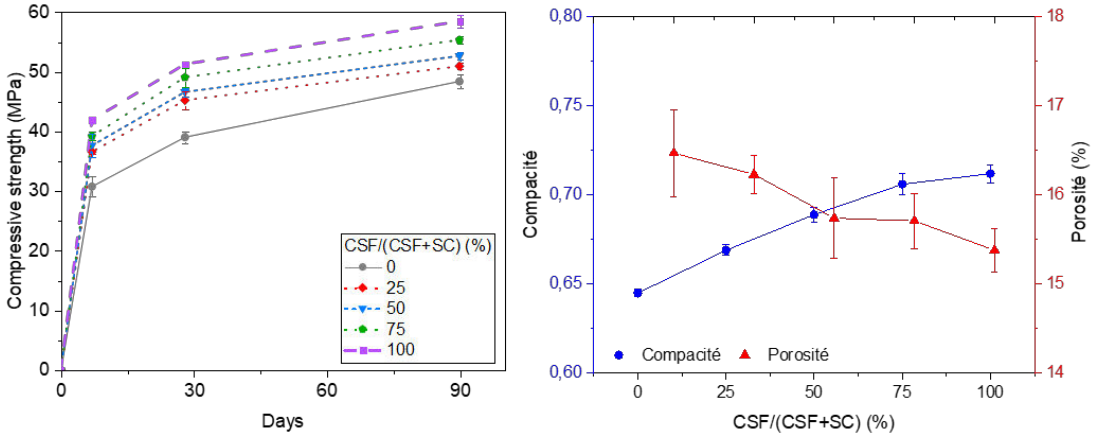


FIGURE 3. Résistance à la compression (gauche) ; Compacité et porosité (droite)

La porosité accessible à l'eau (Figure 3) diminue avec le taux d'incorporation de CSF. En effet, l'ajout de CSF dans le mélange granulaire réduit la porosité inter-granulaire qui est liée à l'augmentation de la compacité. Ces résultats ont une tendance similaire aux résistances mécaniques.

IV. CONCLUSION

Au vu des caractéristiques minéralogiques et physico-chimiques présentées, il n'y a pas de contre-indication quant à l'utilisation des CSF en tant qu'agrégat dans des formulations de mortier et de bétons. Il faut cependant tenir compte de l'absorption d'eau importante de celles-ci en comparaison avec un sable de construction. Les formulations de mortier incorporant des cendres sous-foyer de biomasse ont montré que : la consistance à l'état frais diminue linéairement avec l'augmentation du taux de substitution de CSF, ce qui est probablement lié à l'absorption d'eau accrue des CSF ainsi qu'à l'augmentation de la quantité d'éléments fins. Les résistances mécaniques augmentent linéairement avec le taux d'incorporation de CSF. La réduction des porosités ouvertes montre que la résistance aux attaques d'agents extérieurs est également améliorée. L'augmentation de la compacité des mélanges granulaires est probablement responsable de l'amélioration des propriétés à l'état durci des mortiers. En perspective, des investigations complémentaires (ATG, MEB/EDS) vont être réalisées afin d'étudier plus finement la réactivité des CSF.

REFERENCES

Carević, I., Serdar, M., Štirmer, N., Ukrainczyk, N., 2019. Preliminary screening of wood biomass ashes for partial resources replacements in cementitious materials. Journal of Cleaner Production 229, 1045–1064. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2019.04.321

Hou, P., Cai, Y., Cheng, X., Zhang, X., Zhou, Z., Ye, Z., Zhang, L., Li, W., Shah, S.P., 2017. Effects of the hydration reactivity of ultrafine magnesium oxide on cement-based materials. Magazine of Concrete Research 69, 1135–1145. https://doi.org/10.1680/jmacr.16.00212

Rosales, Cabrera, M., Beltrán, M.G., López, M., Agrela, F., 2017. Effects of treatments on biomass bottom ash applied to the manufacture of cement mortars. Journal of Cleaner Production 154, 424–435. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2017.04.024

Syndicat des énergies renouvelables, 2021. Question réponse - Bois Energie [WWW Document]. URL https://www.syndicat-energies-renouvelables.fr/publications/

Valorisation des huiles recyclées pour le décoffrage du béton – Etude des parements par analyse d'images

Libessart Laurent[1], Djelal Chafika[1]

[1] *Univ. Artois, IMT Nord Europe, Junia, Univ. Lille, ULR 4515, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement (LGCgE), F-62400 Béthune, France*

RESUME L'utilisation des huiles recyclées pour le décoffrage du béton est une voie de valorisation intéressante pour les industriels. En effet, une entreprise spécialiste de la récupération et du traitement des huiles usagées a mis au point différents procédés permettant de générer des huiles industrielles ayant déjà été utilisées. Un marché pour cette entreprise concerne les huiles de décoffrage. Afin d'étudier les propriétés de ces huiles, deux formulations ont été testées, une base et une base avec solvant. Les propriétés physico-chimiques ont été déterminées par le calcul des énergies d'adhésion puis une étude portant sur la qualité des parements est réalisée à vue et par analyse d'images à 1 jour et 7 jours après décoffrage. Les résultats obtenus ont été comparés à une huile à base végétale commercialisée.

Mots-clefs huiles recyclées, adhésion, esthétique des parements, analyse d'images

I. INTRODUCTION

La valorisation des matières premières est nécessaire dans le monde du bâtiment. Dans cet optique, une entreprise spécialisée dans la récupération et du traitement des huiles usagées a mis au point des procédés permettant de régénérer des huiles industrielles de type « claires » telles que les huiles diélectriques, hydrauliques, minérales et végétales. Les différentes étapes de régénération sont une déshydratation des huiles, une filtration et une ré-additivation aux normes suivant un cahier des charges défini avec le client. 98% des huiles sont valorisées sous la forme d'huile de base pour l'industrie tandis que les produits résiduaires sont traités en centre de valorisation énergétique comme appoint. Un marché pour cette entreprise concerne les huiles de décoffrage. En effet, pour faciliter le démoulage du béton et protéger les surfaces des coffrages contre la corrosion, les agents de démoulage sous forme d'huile ou d'émulsion sont fortement utilisés dans l'industrie du bâtiment et de la préfabrication. La qualité finale des parements dépend aussi des caractéristiques physico-chimiques des produits démoulants utilisés. Ils doivent être appliqués de manière homogène sur l'ensemble du coffrage, sur une surface propre, en couches minces et d'épaisseur uniforme. Le but de cette étude est donc d'étudier la faisabilité d'employer des formulations des huiles recyclées afin de les utiliser comme huile de décoffrage.

II. LES HUILES DE DECOFFRAGE

Les huiles de démoulage sélectionnées sont à base végétale avec : une huile entière de couleur jaune clair et deux huiles recyclées de couleur bleu-vert. La formulation R2 est composée de la base R1 avec ajout de solvant. Le tableau 1 présente les différentes caractéristiques. La viscosité des huiles est déterminée à l'aide d'un viscosimètre HAAKE VT550 équipé d'un cône de 1°. Les énergies d'adhésion ont été calculées sur la surface de coffrage acier grâce à l'équation de Zisman.

TABLEAU 1. Propriétés des huiles de démoulage

Nature de l'huile	Base végétale recyclée	Base végétale recyclée avec solvant	Pur végétale commercialisée
Référence	R1	R2	V1
Densité	0.98	0.88	0.91
Viscosité à 20°C (mPa.s)	42	5.8	23.4
Tension superficielle L/V (mN/m)	35.8	31.1	33.6
Angle de goutte (°)	15.8	15.4	19.5
Energie d'adhésion (m/N/m)	70.3	61	65.3

Les viscosités dynamiques à 20°C sont comprises entre 6 et 42 mPa.s, ce qui correspond aux valeurs utilisées en BTP [Libessart, 2014]. La présence du solvant dans R2 réduit la viscosité de R1. L'application par pulvérisation devrait être davantage homogène sur la surface du coffrage. Il faudra tout de même être vigilant avec le surdosage et ainsi éviter les coulures d'huiles. Les tensions superficielles Liquide/Vapeur sont comprises entre 25 et 35 mN/m ce qui correspond aux recommandations faites sur d'autres agents de démoulage [Libessart, 2015]. Il avait été montré qu'une valeur minimale de 30 mN/m permettait d'obtenir une énergie adhésion efficace. Pour cette étude, les huiles sélectionnées possèdent les tensions de surface recommandées.

II. ESTHETIQUES DES PAREMENTS

A. Le béton

Le béton utilisé est un béton traditionnel avec un rapport E/L égal à 0,57 et un rapport G/S égal à 1,27. L'ouvrabilité mesurée au cône d'Abrams est comprise entre 12 et 14 cm. La composition est la suivante pour 1m^3 : 232 kg de ciment CEMI 52,5 CP2, 77 kg de fillers calcaire, 838 kg de sable 0/4, 287 kg de gravier 4/8 et 778 kg de gravier 6/20. La confection des bétons nécessite un mode de malaxage bien défini. La norme NF P 18-404 intitulée « Bétons – Essais d'étude, de convenance et de contrôle – Confection et conservation des éprouvettes ») a été prise en compte.

B. Analyse de l'esthétique des parements

Les huiles de démoulage ont été appliquées par pulvérisation sans raclement sur les surfaces de coffrage en acier. Les tests ont été effectués en laboratoire à température ambiante (environ 20 °C). Le béton a été coulé simultanément dans les moules composés de parois de coffrage en acier fournies par OUTINORD (30*30*30 cm^3). Le béton est introduit dans les moules en deux couches,

puis vibré en cinq points différents. Les blocs de béton sont décoffrés 12h après le coulage et sont ensuite stockés dans le laboratoire à une température de 20°C +/- 2°C et à une humidité constante de 60% +/- 5%.

Le défaut le plus significatif pour un parement est la variation de teinte [Lemaire, 2005]. C'est la différence visuelle entre des zones de grandes surfaces juxtaposées. L'échelle de notation du CIB [CIB, 1973] et la norme française P18-503 permettent d'apprécier ces aspects de surface d'un parement en béton. Le microbullage (diamètre est inférieur à 2mm), le poussiérage, l'encrassement et les points d'accroche sont les paramètres complémentaires qui vont caractériser la qualité du décoffrage [Libessart, 2014]. L'analyse de la variation de teinte est définie par analyse d'images. Les parements obtenus ont été photographiés à 1 jour et 7 jours après le décoffrage. La première étape de la mesure consiste en un examen général du parement avec prise de clichés photographiques de l'aspect global. Les parements obtenus à 1 jour sont présentés à la figure 1. L'analyse visuelle montre peu d'encrassement et de points d'accroche. De plus, il n'y a pas de poussiérage constaté sur les parements. Le microbullage est très peu présent (0.35% en moyenne). La zone d'ombrage créé par le trou formé par la bulle d'air dans le parement ainsi qu'un seuillage adapté permettent une détermination précise par analyse d'images. La composition des huiles recyclées n'empêche donc pas les bulles d'air de remonter à la surface.

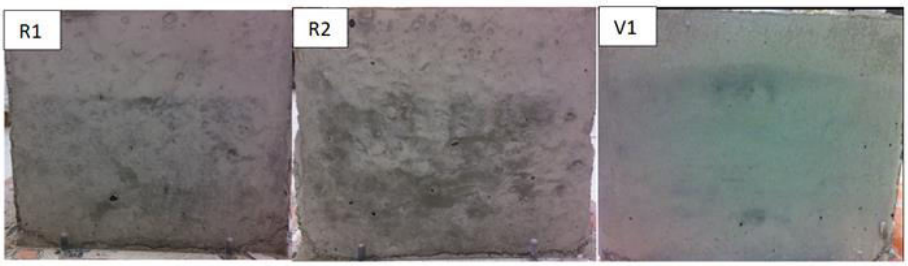


FIGURE 1. Parement en béton de R1, R2 et V1 à 1 jour

Concernant les images des parements, dans un premier temps, la photo est ajustée pour obtenir une image sans arrière-plan pouvant influencer l'analyse. Dans un deuxième temps, la teinte, la luminosité et la saturation sont améliorées, puis une binarisation par seuillage est réalisée. Cette étape est la plus importante. Pour déterminer la valeur du taux de variation de teinte, il est nécessaire de définir une échelle de mesure. Pour finir, le calcul des aires « noires » est réalisé.

Le tableau 2 présente l'ensemble des résultats de variations de teinte pour les agents de démoulage étudiés. Il apparaît une différence de teinte entre les huiles recyclées et l'huile commercialisée plus significative à 1 jour. Les variations s'estompent fortement et se stabilisent au bout de 7 jours pour obtenir des parements de bonne qualité. Les huiles recyclées ne sont pas à utiliser pour réaliser des parements architectoniques mais davantage sur des voiles avec peinture, bardage ou plâtrerie.

TABLEAU 2. Pourcentage des variations de teinte à 1 jour et 7 jours

	1 jour (%)	7 jours (%)
R1	22.1	5.5
R2	19.4	5.0
V1	10.5	1.2

La figure 2 présente la variation de teinte pour les parements obtenus avec les huiles R1, R2 et V1 (de gauche à droite). Les zones noires montrent la variation de teinte créée à partir de la teinte de référence choisie sur l'échelle du CIB. Il n'y a pas de nuance de gris. Toutes les zones possédant une valeur supérieure de teinte au niveau 1 sont mises en noire. Le bullage peut légèrement influencer les valeurs, il est nécessaire de le retirer lors du calcul.

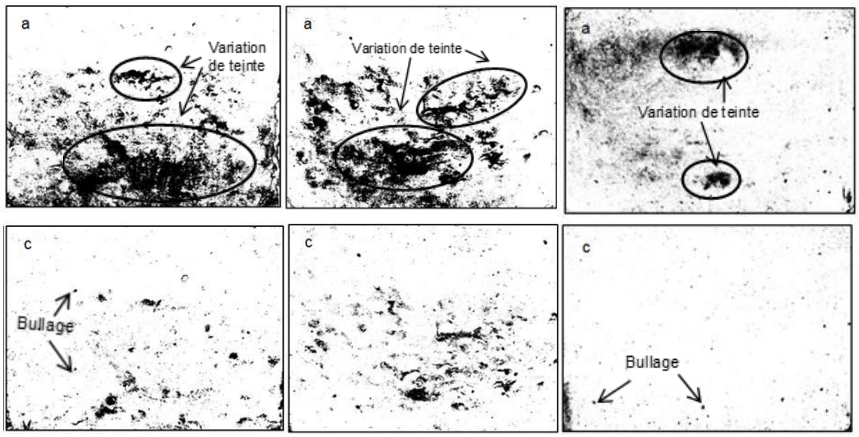


FIGURE 2. Analyse d'images de R1, R2 et V1 à 1 jour (a) et 7 jours (c)

III. CONCLUSION

Les huiles recyclées étudiées montrent des performances physico-chimiques intéressantes avec des angles de goutte proches de 15° et des tensions superficielles L/V proches des 30 mN/m. Ceci leur confère une énergie d'adhésion performante. Les parements sont d'une qualité inférieure à ceux de l'huile commercialisée mais sont tout à fait acceptables. La présence de solvant influence davantage la viscosité que les propriétés de tension de surface. Il n'apporte pas d'amélioration au niveau de la qualité des parements. Pour conclure, la formulation recyclée R1 à base végétale peuvent être appliquée directement par pulvérisation. Elle permet un décoffrage du béton efficace avec une qualité de parement à 7 jours acceptable pour un voile en béton. Cette étude ouvre la voie aux filières du recyclage pour d'autres types huiles (alimentaire, fritures, …).

REFERENCES

Libessart L., Djelal C., & de Caro, P. (2014). Influence of the type of release oil on steel formwork corrosion and facing aesthetics. *Construction & Building Materials*, 68, 391–401. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.06.065

Libessart, L., de Caro, P., Djelal, C., & Dubois, I. (2015). Correlation between adhesion energy of release agents on the formwork and demoulding performances. *Construction & Building Materials*, 76, 130-139. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.11.061

Lemaire, G., Escadeillas, G. & Ringot, E. (2005). Evaluating concrete surfaces using an image analysis process. *Construction & Building Materials*, 19, 604–11. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.01.025

CIB. (1973). Tolérances sur les défauts d'aspect du béton », *Rapport n° 24* – n°1189.

Élaboration des briques de terre compactée renforcées par des fibres d'algues rouges Gelidium Sesquipédale

Soukayna Talibi[1,2], Jonathan Page[1], Chafika Djelal[1], Mohamed Waqif[2], Latifa Saâdi[2]

[1] *Univ. Artois, IMT Nord Europe, Junia, Univ. Lille, ULR 4515, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement (LGCgE), F-62400 Béthune, France*

[2] *Univ. Cadi Ayyad, Laboratoire des Matériaux innovants, Energie et Développement Durable (IMED-Lab), Marrakech, Maroc*

RESUME Ce travail a pour objectif de valoriser des fibres d'algues rouges d'origine marocaines, produites après extraction de l'agar-agar, comme renfort dans les briques de terre compactée (BTC). Ces fibres ont été ajoutées aux BTC à différents ratios massiques : 0,5 ; 1 ; 1,5 ; 2 et 3%. A l'état frais, les résultats ont présenté que l'ajout des fibres augmente sensiblement la plasticité du mélange de terre. Cependant, l'ajout des fibres ne modifie pas de manière significative la teneur en eau de fabrication des BTC. Les essais à l'état durci ont montré que l'addition des fibres d'algues entraine une diminution des propriétés mécaniques. Cette diminution est probablement due aux vides créés par les fibres d'algues à l'intérieur de la matrice argileuse ce qui suggère une mauvaise adhésion fibre/matrice.

Mots-clefs Fibres d'algues, Valorisation, Briques de terre compactée, Résistances mécaniques

I. INTRODUCTION

Les algues rouges sont largement disponibles dans le monde entier. Au Maroc, les algues étudiées sont de type « Gelidium sesquipédale » et sont exploitées pour l'extraction d'agar-agar par la société SETEXAM (Kénitra Ville, Maroc). Cette industrie génère une grande quantité de déchets fibreux qui posent des problèmes environnementaux. Les fibres d'algues ont été utilisées dans plusieurs domaines en tant que : substitution du bois destiné à la fabrication du papier (Seo et al., 2010), fertilisant dans la culture de Maïs (Ouhssine et al., 2007), et renfort dans les nanopolymères (El Achaby et al., 2018). Du fait de ses caractéristiques la fibre d'algue rouge apparaît comme un matériau biosourcé qui pourrait potentiellement être utilisée dans les matériaux de construction. L'objectif de ce travail consiste à étudier l'effet de ces algues sur les propriétés rhéologiques et mécaniques des briques de terre compactée (BTC). Différents pourcentages d'ajout ont été étudiés, allant de 0,5% à 3% en masse. L'élaboration des BTC nécessite de formuler des mélanges à base de terre adaptés à la mise en forme par compactage. A cet effet, des essais de rhéologie à l'état frais ont été effectués (limites d'Atterberg et pénétration du piston avec surcharge). A l'état durci, le comportement mécanique des BTC fibrées a été étudié via des essais de flexion et de compression.

II. MATERIAUX ET METHODES EXPERIMENTALES

A. Présentation des matériaux

- Composition du mélange à base de terre

Les mélanges de terre étudiés sont constitués de 60% d'argile, 28% de sable et 12% de porphyre. L'argile est composée d'une quantité assez importante des particules fines, qui représente environ 95% de la masse totale. Le sable utilisé est de granulométrie 0/1, et le porphyre de granulométrie 0/2. Le mélange de terre est peu plastique (I_P=22). La teneur en eau de fabrication des BTC doit être inférieure à la limite de plasticité (W_P=20%) pour que le mélange soit adapté à la mise en forme par compactage.

- Les fibres d'algues

La composition chimique des fibres d'algues rouges Gelidium Sesquipédale (Figure 1) a été rapportée dans la littérature (Tayibi et al., 2019). Elles sont composées essentiellement de 17,4±5,1 % de cellulose, 4,3±2,8 % d' hémicellulose , 17,0±4,7 % de lignine et 31,9±0,5 % d'éléments extractibles. Les fibres sont broyées à l'aide d'un broyeur à couteaux. Les longueurs sont comprises entre 1,5 mm et 15 mm. La cinétique d'absorption d'eau des fibres (Figure 2) montre que l'allongement du temps d'immersion conduit à une absorption d'eau élevée jusqu'à une sursaturation quasi stabilisée après 72h d'immersion.



FIGURE 1. Les fibres d'algues

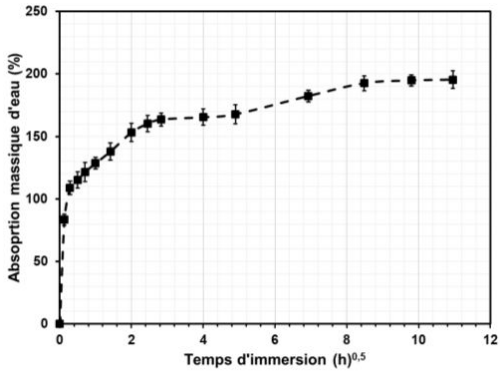


FIGURE 2. Cinétique d'absorption d'eau des fibres d'algues

B. Production et méthodes de caractérisation des BTC

Les briques élaborées, de dimensions 22×11×7,5 cm, sont mise en forme à l'aide d'une presse hydraulique d'une contrainte maximale de 12 MPa. Les briques démoulées sont séchées à l'air libre (T = 20±2°C, HR = 50±10 %) jusqu'à atteindre une masse constante. Les différents mélanges sont notés comme suit : BTC$_X$ signifie brique de terre compactée renforcée de fibres d'algues, où X = taux d'ajout (%). Afin d'étudier l'effet d'ajout des fibres sur la plasticité du mélange de terre et déterminer la teneur en eau adaptée à la mise en forme par compactage, les limites d'Atterberg (EN ISO 17892-12) et l'essai de pénétration du piston (EN 1015-4) avec une modification de la surcharge ont été effectués à l'état frais. Les résistances mécaniques des BTC (compression et flexion) ont été mesurées à l'état durci.

III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

A. Caractérisation à l'état frais : limites d'Atterberg et pénétration du piston avec surcharge.

Les résultats présentés dans le tableau 1, montrent que l'augmentation du taux d'ajout des fibres d'algues n'influence pas la plasticité du mélange à base de terre. Une légère augmentation jusqu'à

une valeur maximale de 49,03% de la limite de liquidité et 24.89% de la limite de plasticité a été constatée pour une teneur en fibres de 3%. Ceci est probablement due au caractère hydrophile des fibres d'algues. La Figure 3 présente l'effet d'ajout des fibres sur la distance de pénétration du piston du mélange de terre. La teneur en eau de fabrication des BTC témoins est de 14%, ce qui correspond à une distance de pénétration de 8 mm. L'introduction des fibres d'algues n'affecte pas de manière significative la distance de pénétration du piston, ce qui est cohérents avec les résultats de plasticité. L'ajout de 1% des fibres augmente légèrement la teneur en eau de fabrication de 14% à 14,5%. En se basant sur ces résultats, une correction d'eau de fabrication a été déterminée selon l'équation (1) :

$$W_a(\%) = 0{,}5 \times \%F + W_i \quad (1)$$

Avec ; W_a : Teneur en eau ajoutée, %F : pourcentage d'ajout des fibres, et W_i : Teneur en eau initiale, qui est 14%.

TABLEAU 1. La plasticité du mélange de terre en fonction de la teneur en fibres

Fibre(%)	W_L	W_P	I_P
0	42,13±0,41	20,65±0,50	21,48±0,09
0,5	43,39±0,34	20,87±0,37	22,52±0,03
1	44,39±0,38	21,52±0,25	22,87±0,13
1,5	45,76±0,50	22,44±0,45	23,32±0,05
2	47,10±0,45	23,02±0,30	24,08±0,15
3	49,03±0,23	24,89±0,46	24,14±0,23

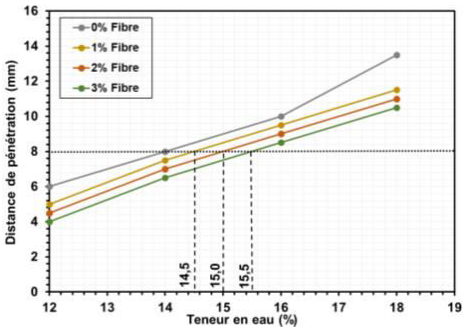


FIGURE 3. Distance de pénétration du piston en fonction de la teneur en eau

B. Caractérisation des BTC à l'état durci : Résistance à la compression et à la flexion

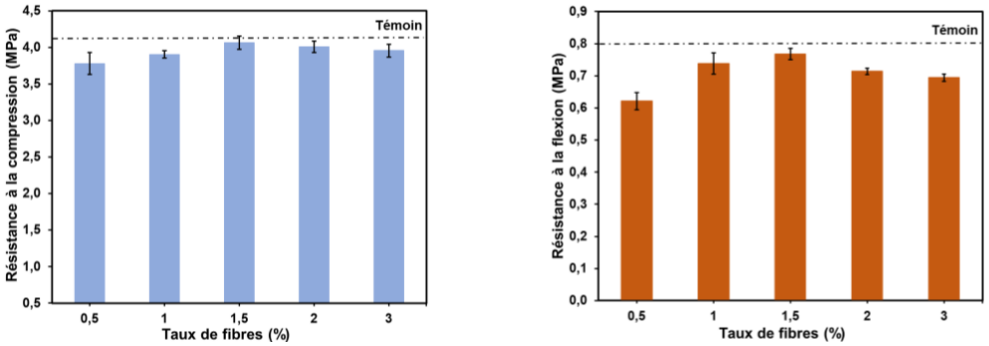


FIGURE 4. Résultats des essais de compression et flexion réalisés sur les BTC non renforcées et renforcées avec les fibres d'algues

La Figure 4 présente les valeurs de contraintes mesurées en fonction du taux d'ajout des fibres d'algues. Les BTC témoins (BTC_0), ont une résistance à la compression de 4,10 MPa et une résistance à la flexion de 0,8 MPa. En comparaison avec les BTC_0, l'incorporation des fibres d'algues réduit les résistances mécaniques. En effet, les $BTC_{0,5}$ ont une résistance à la compression de 3,78 MPa, soit une diminution de 7% par rapport au BTC_0. Une diminution de la résistance à la flexion de 22% a également été observée pour cette formulation. En revanche une faible réduction des résistances mécaniques a été constatée pour les $BTC_{1,5}$. Cette réduction des résistances mécaniques pourrait être liée à la distribution aléatoire des fibres dans le mélange, ce qui conduit à créer des vides à l'intérieur de la matrice argileuse. Des résultats similaires ont été observés par (Laborel-Préneron

et al., 2017) avec l'ajout des fibres de paille d'orge. Les auteurs ont lié ces résultats à l'hétérogénéité du matériau ce qui conduit à une faible adhésion entre les fibres et la matrice argileuse.

Des images des BTC fracturées, prises à l'aide d'un vidéo-microscope numérique, montrent que les BTC non renforcées ont une structure homogène et bien compacte (Figure 5-a). Cependant, un aspect plus hétérogène avec quelques fissures et des vides du fait de la présence de fibres est observé pour les BTC_1 (Figure 5-b). Ce comportement a été attribué au caractère hydrophile des fibres qui favorise la porosité produite pendant le séchage des BTC.

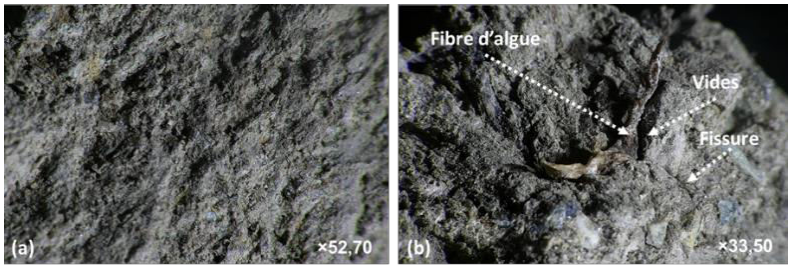


FIGURE 5. Observations microscopiques (a) BTC sans fibres et (b) BTC avec 1% des fibres

IV. CONCLUSION

L'objectif de ce travail est d'étudier l'influence de l'addition de fibres d'algues sur les propriétés rhéologiques et mécaniques des briques de terre compactée (BTC). Les résultats permettent de conclure que : (i) L'addition des fibres d'algues n'a pas affecté la plasticité du mélange de terre, et n'a pas influencé significativement la teneur en eau de fabrication des BTC. (ii) L'incorporation des fibres d'algues a diminué les résistances mécaniques. (iii) L'ajout de 1,5% semble être le meilleur par rapport aux autres taux, du point de vue des résistances mécaniques. Compte tenu des résultats obtenus, il apparait nécessaire de modifier la surface de la fibre d'algue afin de diminuer sa capacité d'absorption et améliorer son adhésion avec la matrice.

REFERENCES

El Achaby, M., Kassab, Z., Aboulkas, A., Gaillard, C., & Barakat, A., (2018). Reuse of red algae waste for the production of cellulose nanocrystals and its application in polymer nanocomposites. *International Journal of Biological Macromolecules*, 106, 681–691. https://doi.org/10.1016/j.ijbiomac.2017.08.067

Laborel-Préneron, A., Aubert, J.-E., Magniont, C., Maillard, P., & Poirier, C., (2017). Effect of Plant Aggregates on Mechanical Properties of Earth Bricks. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 29, 04017244. https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002096

Ouhssine, K., Ouhssine, M., & Elyachioui, M., (2007). L'application des déchets traités de l'algue Gelidium sesquipédale dans la culture du Maïs. *Afrique Science: Revue Internationale des Sciences et Technologie*. https://doi.org/10.4314/afsci.v3i2.61270

Seo, Y.-B., Lee, Y.-W., Lee, C.-H., & You, H.-C., (2010). Red algae and their use in papermaking. *Bioresource Technology*, 101, 2549–2553. https://doi.org/10.1016/j.biortech.2009.11.088

Tayibi, S., Monlau, F., Fayoud, N., Oukarroum, Abdallah., Zeroual, Y., Hannache, H., & Barakat, A., (2019). One-pot activation and pyrolysis of Moroccan Gelidium sesquipedale red macroalgae residue: production of an efficient adsorbent biochar. *Biochar*, 1, 401–412. https://doi.org/10.1007/s42773-019-00033-2

Carbon footprint of dredged sediments and virgin aggregates in a road case study

Mohammad ALMOKDAD [1,2], Rachid ZENTAR [1,2]

[1] *IMT Nord Europe, Institut Mines Télécom, Center of Materials and Processes, Lille, France*

[2] *Univ. Lille, Institut Mines-Télécom, Univ. Artois, Junia, ULR - LGCgE – Laboratoire deGénie Civil et géo-Environnement, F-59000 Lille, France*

Corresponding author: Mohammad ALMOKDAD (e-mail: mohammad.almokdad@imt-nord-europe.fr)

ABSTRACT Aggregates extraction and quarry operations is a major source of greenhouse emissions in construction work. The growing demand on virgin aggregates for road construction and other infrastructure works promote the use of alternative materials. Waste valorization is one of these strategies that substitute the need of virgin aggregates by reusing or recycling wastes. These wastes provide a suitable alternative in case they met the environmental and mechanical requirements in terms of their functionality. Dredged sediments are one of these materials that shown several abilities to be used in road construction. The focus of using such alternatives in order to avoid natural resources consumption doesn't disperse the attention to their carbon footprints. In this paper, a comparative assessment was conducted to address the carbon footprints beyond the production of virgin aggregates and their replacement by dredged sediments for the use in road construction. Carbon footprints were estimated based on a life cycle assessment approach.

Keywords Carbon Footprint, Dredged Sediments, Alternative material, Valorization, Road

I. INTRODUCTION

The increasing demand on raw material as aggregates induces additional environmental impacts. In France , the aggregates need increases from 435 million tons in 2017 to 445 million tons of aggregates in 2018 ,with (-2.2 million ton of aggregates) as a difference between imports and exports in 2018 (UNICEM, 2020).

This additional loads have been transmitted to the French regulations and plans .As in the order of June 4, 2021 (Arrêté du 4 juin 2021) that sets out the criteria for the removal of waste status for excavated soil and sediments that have been prepared for use in civil engineering or development under certain environmental conditions and requirements . In France between 40 and 50 million m^3 of sediments are dredged annually (Hayet et al., 2017) .Dredging is necessary in ports, canals and channels to facilitate the operation of ports infrastructures and improve their accessibility. According to the French and European regulations sediments is considered as waste once it is removed from its natural environment. (Directive 2008/98/EC).

Dredged sediments had shown several valorization possibilities in road construction, as its beneficial uses as a backfill, capping layer, or in other applications (Zentar et al., 2009).

Life cycle assessment (LCA) is a way of analysis of a system in order to calculate the environmental impacts beyond the functionality of this system. LCA comprise 4 main stages: goal and scope, inventory analysis, impact assessment, and interpretation. Where the emissions and flows are characterized into specific categories that represent an environmental problem as climate change, acidification, human toxicity, and others (Zentar and Almokdad, 2022). Meanwhile some issues have their own single-issue assessment, as carbon footprint or water footprint .That's due to their importance and popularity especially in this decade because of the increasing awareness about the climate change effect and water scarcity issues and their related regulations and decisions in the different governments.

The term Carbon footprint is a common term used to describe the impact of a product or a system beyond the greenhouse emissions and represented in CO_2 equivalent.

II. Materials and methods

Carbon footprint studies relies on the LCA approach in order to calculate the estimated values of the studied system effects. LCA studies are performed with respect to the standards (NF EN ISO 14040, NF EN ISO 14044), where these standards describe the principles framework guidelines and requirements for any LCA study that address different areas of concern. While carbon footprint studies as in this study it only addresses a single issue and it should be quantified according to the (NF EN ISO 14067) "Greenhouse gases-Carbon footprint of products-Requirements and guidelines for quantification". This study relies on Ecoinvent 3.7.1 database and IPCC 2013 impact method.

A. Case study

Sediments characteristics used in this study are based on several non-submersible sediments' characteristics taken from the dehydration basins in the harbor of Dunkirk. These sediments are environmentally acceptable according to the guide referring to the use of alternative material in road construction(SETRA ,CEREMA, 2011), and compatible with the mechanical characteristics requirements according to the French technical guide GTR for the use of material as a backfill (SETRA and LCPC, 2000).

B. Goal, scope, and System boundaries

The evaluated systems correspond to different material to be used as a backfill for road construction purpose, where in the first case the virgin aggregates are supplied by normal quarry operation, while in the second case the dredged sediments materials are supplied by the dehydration basins facility in the harbor area. Thus, the aim of this study is to evaluate the environmental potentials expressed as CO_2 equivalent emissions that corresponds to these different cases. Several assumptions and exclusions related to the comparative assessment purpose between these two cases were taken into account. Therefore, only processes that may cause differences between the compared cases are considered. (Table 1)

Table 1. **Life Cycle Inventory**

Scenarios	Processes	Amount
40 km	Transport, freight, lorry 16-32 metric ton, EURO5, RER / Transport, freight, lorry 32 metric ton, EURO5, RER	131200 ton.km
60 km		196800 ton.km
80 km		262400 ton.km
100 km		328000 ton.km
/	Sand {RoW}| gravel and quarry operation	3280 ton

As an example, construction processes or material handling processes in both cases by using excavators and others machines are excluded. Furthermore, the dehydration basins operations also were excluded as it will happen identically even in the case where virgin aggregates are used. (See Figure 1)

This study relies on attributional cut off by classification approach that represent the compared systems from stage of pre-construction stage and until the transport of material to the construction site. Including the different scenarios related to the distance between dredged sediments source and the road worksite. Assuming a distance of 40 km between construction site and virgin aggregates source that are much more common and available than alternative material. Also taking into account the effect of using different transportation truck capacities (16-32 metric ton and >32 metric ton) in these different scenarios.

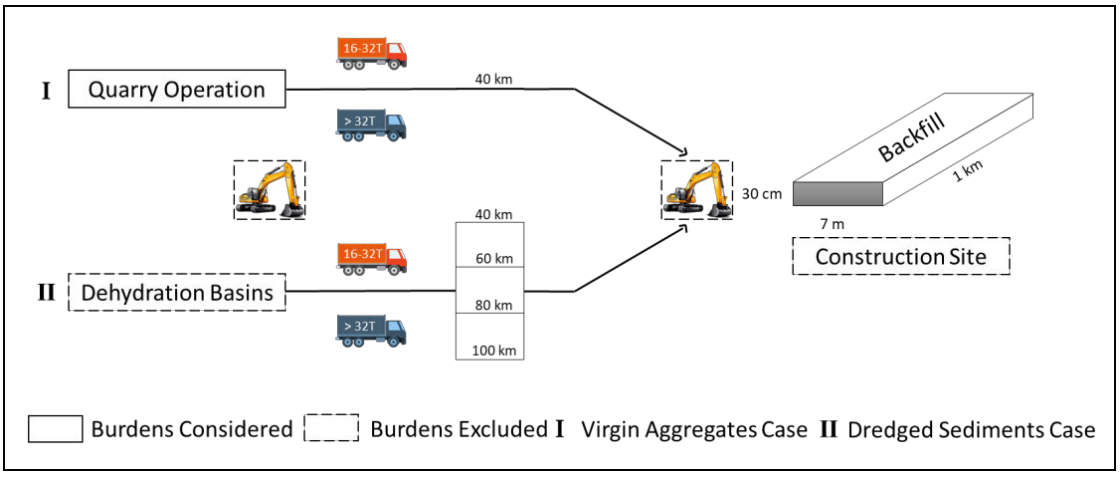


Figure 1. **System Boundaries**

C. Functional Unit

The functional unit is the system quantification reference in which several cases can be compared in different scenarios. In this case the functional unit where the material quantity that suits the mechanical functionality requirements of the backfill (SETRA and LCPC, 2000) for a distance of 1 kilometer, 7-meter width , and 30 cm thickness corresponding to 3280 tons for both materials .

III. Results

The results demonstrate two main findings: the importance of the truck capacity used in handling material, and the significance effect of site distance from aggregates source location in term of comparison between both sources. For virgin aggregates usage and in case the 16-32 T truck have been used, the transportation and production impacts are equal to 60% and 40% respectively. While if the bigger truck is used the transportation will be reduced to 45% of the total impacts .

Referring to results shown in Figure 2 it can be concluded that when the truck of capacity > 32 T is used the carbon footprint for both cases of usage: virgin aggregates (VA) and dredged sediments (SD) and for all distance scenarios (40, 60, 80,100) is less than that in the case where trucks with 16-32 T capacity are used .

In case the truck of > 32 T capacity has been used the scenario of using dredged sediments shows an environmental impact savings of CO2 equivalent until the distance of 80km, which equal 2 times the distance for virgin aggregates source (40km) . While if the smaller trucks were used that shows an environmental saving until 60 km (1.5 times the distance for virgin aggregates).

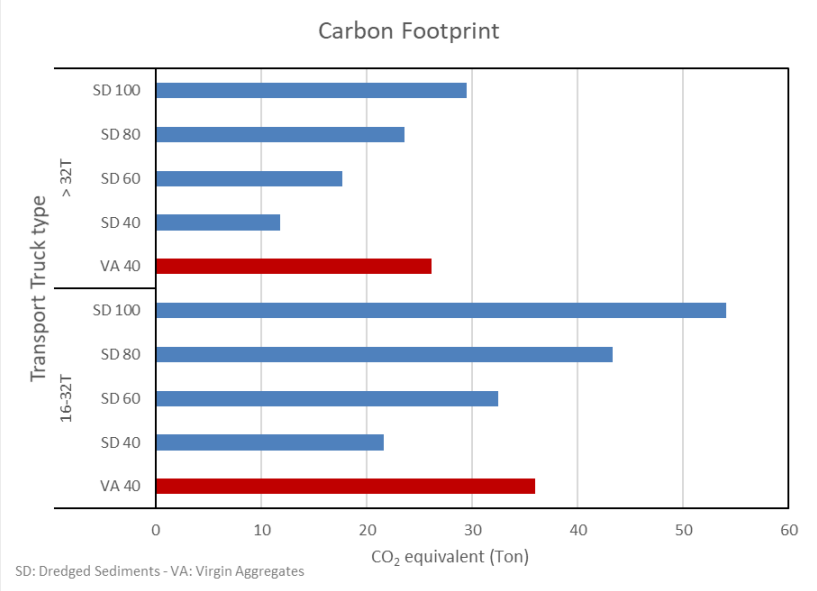


FIGURE 2. Comparative Carbon Footprint between dredged sediments and virgin aggregates

IV. Conclusion

The comparative assessment shows that an environmental saving in carbon footprint can be achieved by using dredged sediments as an alternative material in construction sites that are not so far from dehydration basins as in the coastal sites in the Nord department near Dunkirk port .

Acknowledgment

This study is funded by Haute de France region of France, I-SITE foundation (INITIATIVE SCIENCE - INNOVATION - TERRITOIRES ECONOMIE, UNIVERSITE LILLE NORD EUROPE), and IMT NORD EUROPE.

REFERENCES

Arrêté du 4 juin 2021 fixant les critères de sortie du statut de déchet pour les terres excavées et sédiments ayant fait l'objet d'une préparation en vue d'une utilisation en génie civil ou en aménagement - Légifrance

Directive 2008/98/EC of the European Parliament and of the Council of 19 November 2008 on waste and repealing certain Directives (Text with EEA relevance), 2018.

Hayet, A., Deram, A., Bohain, D., 2017. Impacts écologiques de sédiments pollués extraits et déposés en milieux terrestres. Etat des connaissances et évaluation des risques pour les écosystèmes.

NF EN ISO 14040 - Environmental management - Life cycle assessment - Principles and framework.

NF EN ISO 14044 - Environmental management - Life cycle assessment - Requirements and guidelines.

NF EN ISO 14067 - Greenhouse gases - Carbon footprint of products - Requirements and guidelines for quantification.

SETRA, CEREMA, 2011. Acceptability of alternative materials in road construction.

SETRA, LCPC, 2000. Réalisation des remblais et des couches de forme (GTR) - Fascicule 1 - principes généraux

UNICEM, 2020. l'industrie française des granulats. edition 2020 - French aggregates industry. 2020 edition

Zentar, R., Abriak, N. -E., Dubois, V., Miraoui, M., 2009. Beneficial use of dredged sediments in public works. Environ. Technol. 30, 841–847. https://doi.org/10.1080/09593330902990139

Zentar, R., Almokdad, M., 2022. Valorization of Treated Dredged Sediments in Light of Life Cycle Assessment, in: Ha-Minh, C., Tang, A.M., Bui, T.Q., Vu, X.H., Huynh, D.V.K. (Eds.), CIGOS 2021, Emerging Technologies and Applications for Green Infrastructure, Lecture Notes in Civil Engineering. Springer, Singapore, pp. 949–955. https://doi.org/10.1007/978-981-16-7160-9_96

Caractérisation expérimentale du comportement statique d'une connexion innovante par encoches pour les planchers mixtes bois – béton

Adham AL RAHIM[1], Piseth HENG[1], Clémence LEPOURRY[1,2], Lucile GERARD[1,2], Hugues SOMJA[1]

[1] Université Européenne de Bretagne - INSA de Rennes, LGCGM/Structural Engineering Research Group, 20 avenue des Buttes de Coësmes, CS 70839, F-35708 Rennes Cedex 7, France

[2] INGENOVA, Civil Engineering Office, 5 Rue Louis Jacques Daguerre, 35136 Saint-Jacques-de-la-Lande, France

Résumé

Dans le cadre du développement de nouvelles typologies de structures, économiquement et environnementalement performantes, l'utilisation du bois a considérablement augmenté au cours de ces dernières années. Dans le cas des planchers, l'association au matériau béton permet à la fois de maximiser la portée capable, et d'atteindre des performances acoustiques et vibratoires satisfaisantes. Afin d'assembler les deux matériaux, il est de plus en plus fait recours à la réalisation d'encoches dans le bois, remplies de béton, associées à des vis métalliques. Ce mode d'assemblage présente l'avantage d'être très rigide, mais la mise en place de ces éléments métalliques est coûteuse. Une connexion innovante, par encoches, mais sans connecteur métallique, a été développée, dans le cadre de la chaire REEXPERIENCE. Le rôle structurel de cet élément est non seulement de transférer la charge entre les deux matériaux, mais également d'avoir une résistance suffisante au soulèvement entre le bois et le béton. Dans cet article, les essais push out statique menés pour étudier le comportement de cette connexion sont présentés. Il est montré que les grandes raideurs et résistances des connexions par encoche sont maintenues, sans soulèvement excessif. Par ailleurs, le mode de rupture, par compression localisée du bois, apporte une ductilité remarquable au système.

Mots-Clés : Structures mixtes bois-béton, connecteurs, encoches, soulèvement, rigidité, ductilité, push out.

Abstract

As part of the development of new types of structures, economically and environmentally efficient, the use of wood has increased considerably in recent years. In the case of floors, the association with the concrete material allows to maximize the capable range, and to achieve satisfactory acoustic and dynamic performance. In order to assemble the two materials, it is more in fact resorted to the realization of notches in the wood, filled with concrete, associated with metal screws. This method of assembly has the advantage of being very rigid, but the installation of these metallic elements is expensive. An innovative connection, by notches, but without a metal connector, was developed, as part of the REEXPERIENCE chair. The structural role of this element is not only to transfer the load between the two materials, but also to have sufficient resistance to wood-concrete uplifting. In this article, the static push out tests conducted to study the behavior of the connection are presented. It is shown that the high stiffness and strength of the notch connections are maintained, without excessive lifting. Additionally, the failure mode, by localized compression of the wood, brings remarkable ductility to the system.

Keywords : Mixed wood-concrete structures, connectors, notches, uplift, stiffness, ductility, push out.

1. Introduction

L'intérêt de la mixité des éléments de structures des bâtiments est aujourd'hui bien connu. Plusieurs types de structures mixtes sont d'usage courant : acier/béton, bois/acier, et bois/béton. En France, la nouvelle règlementation environnementale RE2020 [1] impose pour les nouvelles constructions des critères de performance environnementale. Dès lors le recours aux solutions associant le bois à d'autres matériaux s'intensifie, et de nombreuses solutions innovantes voient le jour (par exemple [2,3]).

Dans ce contexte, un système de plancher composite bois-béton, avec une connexion spécifique par encoches, sans élément métallique vissé ou cloué dans le bois, a été développée à l'INSA de Rennes, dans le cadre de la chaire REEXPERIENCE. Ce système est destiné soit à être préfabriqué, soit à être coulé sur chantier. Dans ce dernier cas, le système est pensé de fonctionner de la même façon qu'un plancher béton à entrevous

Une large gamme de systèmes de connexion, développée dans différentes régions du monde, peut être trouvée dans la littérature. La connexion peut se faire par collage, par l'ajout de renforcements en métal, de taquets en bois ou des encoches réalisées dans le bois et remplies de béton. A titre d'exemple, un treillis en acier collé et fendu dans le bois a été développé par Clouston et al [4]. Ce dernier a montré une action composite complète de la section (presque 100%). Brunner et al [5] ont étudié l'assemblage par collage par résine époxy. Ce type d'assemblage demande un contrôle de qualité rigoureux et peut montrer une certaine complexité de l'usage sur chantier. Un système de connexion nommé (Perfobond), formé de plaques en acier perforées, ainsi qu'un autre basé sur des goupilles, ont été imaginés par Miotto et Dias [6]. La connexion par goupilles a montré une ductilité plus importante par rapport aux plaques qui ont fragilisé le système. Kuhlmann et Aldi [7] ont utilisé des armatures collées et positionnées à 45° par rapport à la surface en bois. En 2007, Fragiacomo et al [8] ont développé une connexion par goujons, solidarisés par vissage au bois.

Ces différents exemples montrent que la plupart des systèmes de connexions existants demandent beaucoup de temps pour leurs mises en place. Le système de connexion développé sur base d'une retombée de béton enserrant la solive bois, dans laquelle des encoches de forme trapézoïdale sont réalisées. La poutrelle de bois et implicitement les encoches sont donc noyées dans le béton armé (Figure 1a). Ces dernières empêchent le soulèvement du béton par rapport au bois. La présence du béton autour de l'encoche et d'un ferraillage dans cette dernière, permet de maximiser la résistance des modes de ruine de la connexion associés au cisaillement du béton.

Cet article vise à présenter les essais expérimentaux push out statique qui ont permis de déterminer les propriétés de cette connexion.

2. Protocole d'essai

La campagne expérimentale a porté sur 3 essais nommés, S1, S2, et S3, afin de déterminer la résistance et la rigidité de la configuration retenue. Dans la présente étude, la configuration expérimentale et la procédure d'essai sont inspirées de l'EN 26891 [9] et de l'annexe B de l'Eurocode 4, partie 1-1, relative à l'essai push out des connecteurs acier-béton [10].

L'évaluation du comportement de la connexion est réalisée par un dispositif de chargement push out symétrique sur un banc d'essai à vérin vertical (Figure 1c-d).

L'élément bois est en pin massif, de classe C24, de hauteur 1020 mm et de largeur 360 mm. La résistance moyenne en compression a été déterminée expérimentalement et a pour valeur 34.30 MPa, avec un écart type de 3.19 MPa. Le béton est de classe C25/30. La dalle présente une épaisseur de 80 mm, et les dimensions de la retombée sont données sur la Figure 1a-b. La résistance réelle moyenne vaut 27.7 MPa, avec un écart type de 1.58 MPa. Les encoches sont renforcées par des armatures de classe B500B, en forme U, de diamètre 6 mm.

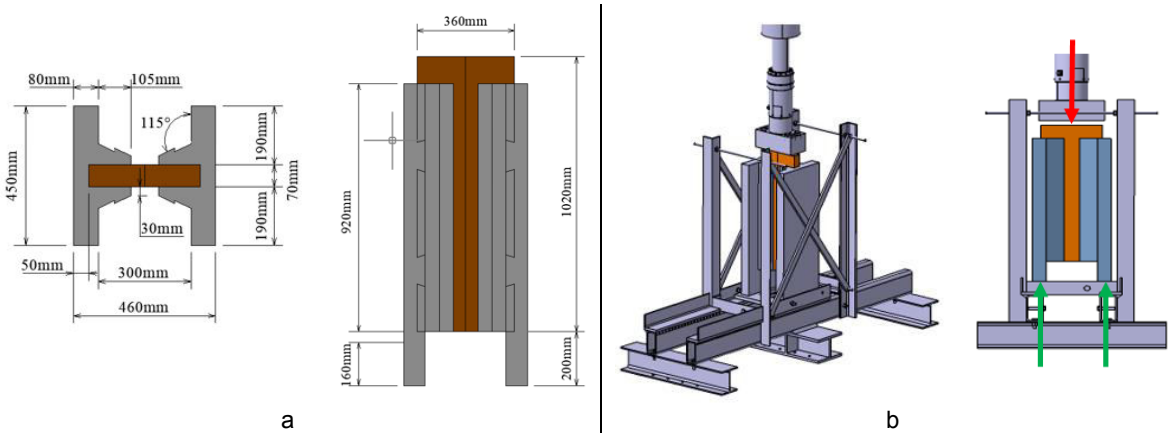


Figure 1 Dimensions du spécimen (a), Dispositif d'essai (b). Les couleurs gris et marron représentent le béton et le bois, respectivement.

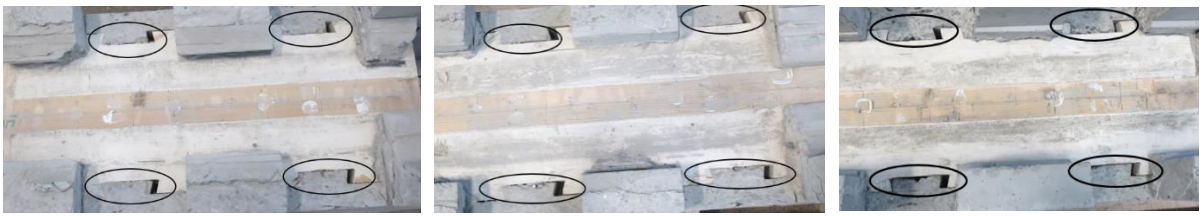
Le spécimen est équipé de 8 capteurs de glissement, d'amplitude de 25 mm, 8 capteurs de soulèvement, dont 6 d'amplitude de 6 mm, et 2 d'amplitude de 2.5 mm. Les capteurs de glissement et de soulèvement ont pour objectif de mesurer le déplacement relatif et le soulèvement relatif du béton par rapport au bois, au niveau des connecteurs.

La procédure de chargement statique monotone est issue de la norme EN 26891 [9]. Elle comporte une première montée en charge jusqu'à 40% de la charge de ruine, estimée à 188 kN, suivie d'une décharge puis d'une rampe monotonément croissante. Le chargement doit se poursuivre jusqu'à la ruine ou jusqu'à un glissement de

15 mm soit obtenu. En passant de 0 à 0.4Fmax et de 0.4Fmax kN à 0.1Fmax, la vitesse de chargement est fixée à 2 mm/min, et puis à 1 mm/min jusqu'à la ruine.

3. Résultats

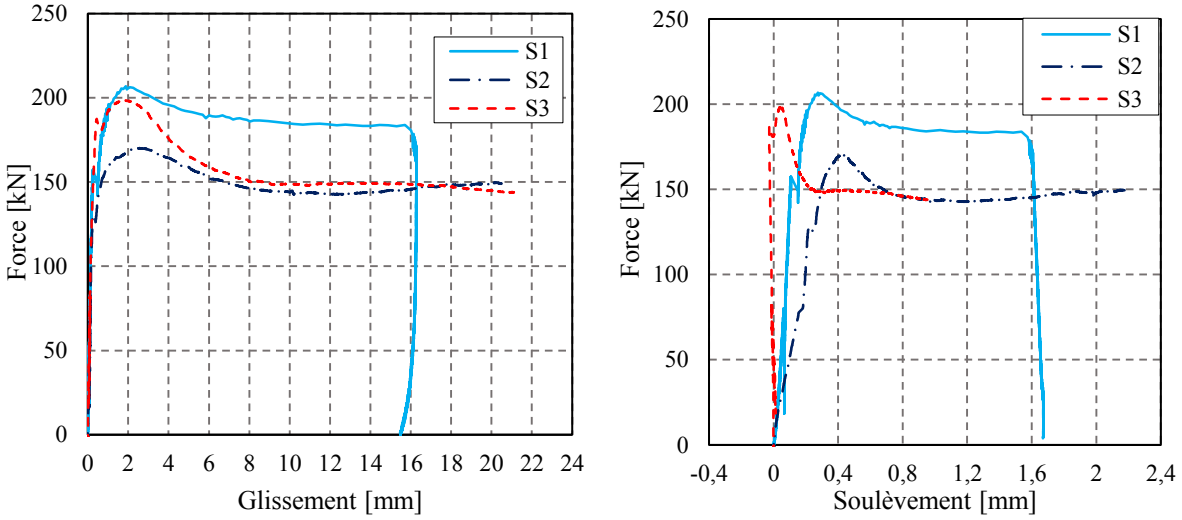
Pendant les trois essais push out statique S1, S2, et S3, aucune fissuration n'a été détectée ni dans le bois ni dans le béton. Un sciage du béton a posteriori a permis d'observer un écrasement local du bois au niveau des connecteurs (Figure 2).



Essai S1 Essai S2 Essai S3

Figure 2 Tassement du bois autour des connecteurs

A partir des valeurs mesurées par les capteurs, les courbes de glissement, et de soulèvement moyens, en fonction de l'effort du vérin, sont tracées (Figure 3). Une ductilité remarquable de la connexion, liée au mode de ruine par écrasement du bois, est constatée.



a b

Figure 3 Courbes glissement moyen (a), Soulèvement moyen (b)

A partir des courbes glissement moyen des essais S1, S2, et S3, la rigidité des connecteurs, à l'état limite de service K_s, et à l'état ultime K_u, est déterminée selon deux méthodes : BNTEC [11] et Ario CECCOTI [12]. Les résultats obtenus sont indiqués dans le Tableau 1.

Tableau 1 Rigidité des connecteurs obtenues par deux méthodes BNTEC et A.CECCOTI.

	Rigidité pour un connecteur (BNTEC P21A N376 NF EN 26891)				**Rigidité pour un connecteur (Ario Ceccotti)**			
	S1	**S2**	**S3**	**Valeurs Moyennes**	**S1**	**S2**	**S3**	**Valeurs Moyennes**
K_s (kN/mm)	189.52	151.11	192.17	177.6	193.37	162.71	198.32	184.8
K_u (kN/mm)	190.08	148.44	185.54	174.68	180.05	150.08	171.82	167.32
K_u/K_s	1	0.98	0.96	0.98	0.93	0.92	0.87	0.91

Divers types de connexions ont été testés dans une campagne expérimentale menée par D. Yeoh et al. [13]. Dans cette étude, pour une connexion B1, de type encoche rectangulaire, de 150 mm de longueur, de 50 mm de profondeur, et de 63 mm de largeur, les raideurs K_s et K_u, ont pour valeurs 80.2 kN/mm et 75.4 kN/mm, respectivement. Les raideurs de cette dernière, de même géométrie, renforcée par des tirefonds (connexion A1), de 16 mm de diamètre, ont pour valeurs 104.7 kN/mm et 59.3 kN/mm, respectivement. Les spécimens testés dans ce présent article montrent des raideurs similaires, légèrement supérieures.

4. Conclusion et perspectives

Cette première campagne expérimentale push-out a permis de démontrer le grand potentiel du nouveau système de connexion, en terme de raideur, résistance, et ductilité. Il fera l'objet d'un essai de flexion 6 points appliqué sur un élément de 6.85 m de longueur, afin de confirmer ce potentiel en configuration réelle, et d'étudier les bénéfices possibles de la grande ductilité de la connexion.

5. Références

[1] Ministère de la transition écologique et Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement, "RÉGLEMENTATION ENVIRONNEMENTALE DES BÂTIMENTS NEUFS (RE2020)," 2020.

[2] ATEx n°2856-v1. Plancher mixte bois béton HYBRIDA : https://evaluation.cstb.fr/fr/appreciation-technique-expertise-atex/detail/2856-v1/

[3] Vanthet Ouch, Piseth Heng, Quang Huy Nguyen, Hugues Somja, Thierry Soquet. A notched connection for CLT-concrete composite slabs resisting to uplift without metallic connectors: experimental investigation. Fib Symposium 2021: Concrete Structures: New Trends for Eco-Efficiency and Performance, Jun 2021, Lisbon, Portugal

[4] Clouston P, Bathon L, Schreyer A (2005) Shear and bending performance of a novel wood-concrete composite system. J Struct Eng ASCE 131(9) 1404-1412

[5] Brunner M, Romer M, Schnüriger M (2007) Timber-concrete-composite with an adhesive connector (wet on wet process). J Materials and Structures RILEM 40(1) 119-126.

[6] Miotto J, Dias A (2008) Glulam-concrete composite structures: experimental investigations into the connection system. In: Proceedings of the 10th World Conference on Timber Engineering, Miyazaki (Japan), CD copy.

[7] Kuhlmann U, Aldi P (2008) Fatigue of timber-concrete-composite beams: characterization of the connection behaviour through push-out tests. In: Proceedings of 10th World Conference on Timber Engineering. Miyazaki (Japan), CD copy.

[8] Fragiacomo M, Amadio C, Macorini L (2007a) Short- and long-term performance of the "Tecnaria" stud connector for timber-concrete composite beams. J Materials and Structures RILEM 40(10) pp 1013-1026.

[9] AFNOR, *NF EN 26891, Structures en bois : assemblages réalisés avec des éléments mécaniques de fixation,* 1991.

[10] Eurocode 4, *EN 1994-1-1:2005/Calcul des structures mixtes acier-béton,* AFNOR, 2005.

[11] Bureau de normalisation (BNETC), *BNTEC P21A N376 Projet final TS Mixte Bois béton,* BNTEC, 2020.

[12] C. ARIO, *Structures en bois aux Etats Limites - STEP 2, Chapitre VII-4 : Structures Bois-Béton. Paris : SEDIBOIS / union nationale Française de Charpente, Menuiserie, Parquets,* 1997.

[13] D. Yeoh, M. Fragiacomo, A. Buchanan and C. Gerber, "Preliminary research towards a semi-prefabricated LVL–concrete composite floor system for the Australasian market," Australian Journal of Structural Engineering, vol. 9, pp. 225-240, 2009

Influence du Ratio de Polystyrène Expansé sur les Propriétés d'un Béton

S. Nassar[1], M. Maaroufi[2,3]

[1] *I2M – 5295 – Université de Bordeaux – Bât. A11, 351 Cours de la Libération, 33405 Talence, CEDEX, France*

[2] *Université Paris-Saclay, CentraleSupélec, ENS Paris-Saclay, CNRS, Laboratoire de Mécanique Paris-Saclay, 91190, Gif-sur-Yvette, France*

[3] *EPF Graduate School of Engineering, 55 avenue du president Wilson, Cachan, France*

RESUME Une des stratégies pour participer à la réduction de l'impact environnemental du secteur de la construction est la revalorisation des déchets dans les matériaux. Le polystyrène expansé est un déchet qui est souvent recyclé et intégré dans les matériaux cimentaires en substitution partielle ou totale des granulats. Dans ce projet, on s'intéresse à l'influence du ratio de polystyrène expansé sur la performance d'un béton. Plusieurs pourcentages de polystyrène expansé ont été utilisés, et les propriétés physiques, mécaniques, thermiques et hydriques du matériau ont été investiguées. Les résultats ont montré que pour une augmentation du ratio de polystyrène, il y a une amélioration de l'isolation thermique et de la durabilité du matériau mais avec une résistance mécanique plus faible.

Mots-clefs polystyrène expansé recyclé, béton léger, revalorisation de déchets

I. INTRODUCTION

En Europe, de nombreux efforts sont fournis afin de développer des matériaux de construction innovants qui permettent de réduire l'impact environnemental des matériaux conventionnels. ("RE2020," 2020) Le polystyrène expansé (PSE) recyclé se présente comme une bonne alternative aux granulats classiques. Il est largement utilisé dans la vie courante, et seulement 9% de ces déchets sont recyclés. (Tran et al., 2020) Sa réutilisation dans les matériaux de construction permet, d'une part, de recycler des déchets qui auraient été rejetés dans la nature, et d'autre part, d'améliorer l'isolation des bâtiments. La quantité de polystyrène incorporé affecte grandement le comportement du béton par la suite, il faut donc choisir la bonne formulation. L'objectif de ce travail est donc d'investiguer expérimentalement les propriétés d'un béton à base de billes de polystyrène expansé recyclé, en déterminant l'influence du ratio de polystyrène sur le comportement mécanique, thermique et hydrique ainsi que la durabilité de ce matériau.

II. MATERIAUX ET METHODES

Dans ce travail, le matériau étudié est un mélange de ciment, eau et billes de polystyrène recyclé (tableau 1). On introduit dans le malaxeur le ciment et le polystyrène d'abord à faible vitesse, puis on mélange pendant deux minutes avant d'ajouter l'eau et d'augmenter la vitesse pendant quatre minutes. Des moules cylindriques et parallélépipédiques sont coulés sans vibration pour éviter la ségrégation. Après séchage, les éprouvettes sont démoulées et placées en conditions ambiantes

(50% d'humidité relative (HR) et 23°C). Pour chacun des essais de caractérisation, trois éprouvettes ont été testées pour assurer une répétabilité.

TABLEAU 1. Composition du béton de polystyrène

	Polystyrène	Eau/Ciment	Ciment	Eau
Ratio	10%	0.3	69%	21%
	30%		54%	16%
	50%		38%	12%

Propriétés physiques

L'essai de porosimétrie à l'eau permet d'évaluer la masse volumique et la porosité du matériau selon NF P 18-459. Il n'est pas adapté aux bétons légers mais dans le contexte de notre problématique, on cherche uniquement à comparer les résultats qualitativement. On place les éprouvettes âgées de 28 jours dans un dessiccateur et on fait le vide au moins 4h pour ensuite les immerger dans l'eau pour environ 44 h. A l'aide d'une balance hydrostatique, on note les masses des échantillons dans l'eau, mais aussi dans l'air, et après séchage à 60°C pour effectuer les calculs de la masse volumique et la porosité suivant les équations présentées dans la norme.

Propriétés mécaniques

L'essai de flexion trois points est réalisé, à 28 jours, sur les éprouvettes 4x4x16 cm^3 selon NF EN 12390-5. La résistance en compression est obtenue en suivant la norme (NF EN 196-1) également sur des éprouvettes parallélépipédiques 4x4x16 cm^3.

Propriétés thermiques

La conductivité thermique est déterminée par la méthode du fil chaud selon la norme NF EN 993-15. Un fil chaud est placé entre deux échantillons cylindriques de dimensions d=110mm et H=50mm et est relié à un logiciel de mesure qui permet la mesure de la conductivité thermique.

Propriétés hydriques

L'essai d'absorption capillaire est réalisé selon le protocole préconisé par l'AFPC-AFREM (Journées techniques AFPC-AFREM, 1997) sur des échantillons cylindriques (d=110mm ;H=50mm). Ils étaient préalablement séchés à 60°C afin d'obtenir leur masse sèche M_0 puis immergés dans l'eau à une hauteur de 3mm. On note la masse M_x à plusieurs échéances : 15min, 30min, 1h, 2h, 4h, 8h et 24h pour calculer le coefficient d'absorption selon l'équation 1.

$$C_a = \frac{M_x - M_0}{A} \quad (1)$$

III. RESULTATS ET DISCUSSION

A. Propriétés physiques

La masse volumique de l'éprouvette est d'autant plus faible que le ratio PSE est grand comme le montre les résultats de la figure 1. On remarque aussi qu'elle a la même tendance que la porosité, ce qui n'est pas le cas généralement. En effet, la méthode utilisée quantifie la porosité qui est accessible à l'eau et les billes de polystyrène ont une porosité fermée. Pour évaluer la porosité

totale qui est inversement proportionnelle à la densité, il faudrait alors envisager d'autres techniques non destructives comme la tomographie à rayons X. On note aussi que l'ajout de billes n'a pas engendré une porosité ouverte plus importante. Ceci est lié à la grande adhésion de la surface des billes à la pâte de ciment (Maaroufi et al., 2018).

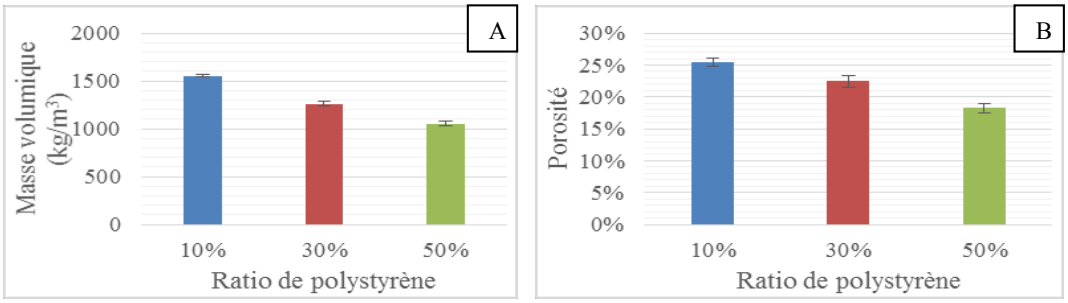


FIGURE 1. Variation de A) la masse volumique et B) la porosité en fonction du ratio de PSE

B. Propriétés mécaniques

Les résultats de résistance en compression et flexion trois points sont présentés en figure 2A. Un ajout de 50% de billes de polystyrène a permis une réduction de la résistance à la compression de 66% et de 76% en flexion. D'après la classification de l'ACI213 (Robinson et al., 1999), on peut dire que pour des ratios de 10% et 30% PSE, on a obtenu des bétons de résistance moyenne et pour le ratio de 50%, notre béton est d'isolation.

C. Propriétés thermiques

La conductivité thermique du béton de polystyrène est présentée en figure 2B, pour les différents ratios de polystyrène. L'augmentation du ratio de PSE de 10 à 50% améliore le comportement thermique du matériau dont la conductivité a diminué de 37% pour arriver à 0.3 W/m/K. Il peut ainsi être utilisé comme matériau de remplissage ou en sous-couche pour les chapes. En comparant avec le béton de chanvre, ce dernier présente une conductivité thermique qui peut atteindre 0,2 W/m.K (Niyigena, 2017).

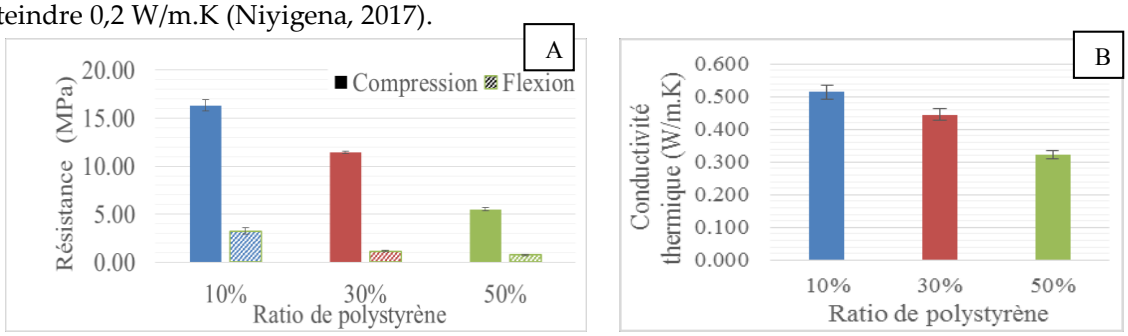


FIGURE 2. A) Résistances en flexion et compression en fonction du ratio de PSE B) Conductivité thermique en fonction du ratio de PSE

D. Propriétés hydriques

L'évolution du coefficient d'absorption capillaire du béton de polystyrène est présentée en figure 3. Les résultats à 24h montrent une diminution remarquable du coefficient d'absorption capillaire de 42% en passant d'un ratio de PSE de 10 à 50%. Ces résultats sont en conformité avec la diminution du taux de porosité, et cette tendance pourrait venir du caractère hydrophobe des

billes de polystyrène expansé Le coefficient d'absorption capillaire est un bon indicateur de durabilité, et sa diminution indique une meilleure tenue dans le temps. En effet, les transferts hydriques et tout autre risque de condensation par exemple sont ainsi limités.

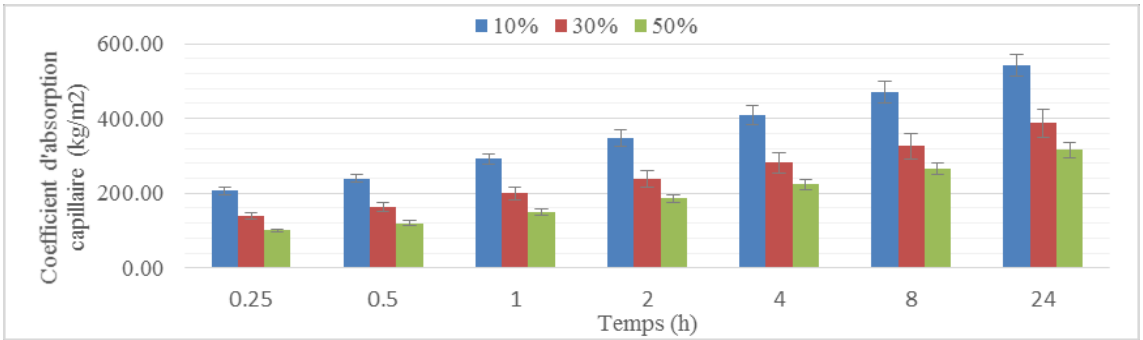


FIGURE 3. Evolution du coefficient d'absorption capillaire des trois compositions

IV. CONCLUSION

Dans cet article, une étude expérimentale sur l'effet du ratio de billes de polystyrène expansé sur les propriétés d'un béton a été menée. Pour des compositions de 10%, 30% et 50% de PSE, la densité du matériau diminue et implique une amélioration de l'isolation thermique jusqu'à 37%, au détriment de la résistance mécanique. D'autre part, on note une diminution de la porosité accessible à l'eau et de l'absorption capillaire, ce qui indique une meilleure durabilité. Selon le ratio de polystyrène, le matériau peut avoir différents usages. Des recherches plus poussées sur les différentes formulations et les différents éléments structuraux qui y correspondent sont néanmoins nécessaires, et il serait intéressant d'étudier également le comportement acoustique du béton de polystyrène puisque l'intérêt premier reste l'amélioration de l'isolation. Ce matériau étant relativement nouveau, il faudrait également s'intéresser à l'évaluation de sa durabilité et l'évolution de ses propriétés dans le temps.

REFERENCES

Journées techniques AFPC-AFREM, 1997. Durabilité des bétons, méthodes recommandées pour la mesure des grandeurs associées à la durabilité. Laboratoire matériaux et durabilité des constructions, Toulouse, France

Maaroufi, M., Abahri, K., Hachem, C. Belarbi, R., 2018. Characterization of EPS lightweight concrete microstructure by X-ray tomography with consideration of thermal variations. Construction and Building Materials 178, 339–348. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.05.142

Niyigena, C., 2017. Variabilité des performances de bétons de chanvre en fonction des caractéristiques de la chènevotte produite en Auvergne.

RE2020 : Une nouvelle étape vers une future règlementation environnementale des bâtiments neufs plus ambitieuse contre le changement climatique2020. Ministère de la Transition écologique.

Robinson, H.C., Ayres, R.A., Barton, S.G., Bremner, T.W., Brooks, W.I., Carter, A.C., Cook, R.A., Cumming, N.A., Dodl, C.L., Erskine, F.G., Faber, J.H., Gorsline, L., Hanson, J.A., Helms, S.B., Holms, T.A., Hotaling, W.W., Kluball, J.G., 1999. Guide for Structural Lightweight Aggregate Concrete. 1999 27.

Tran, A.T.K., Pham, T.T., Nguyen, Q.H., Hoang, N.T.T., Bui, D.T., Nguyen, M.T., Nguyen, M.K., Van der Bruggen, B., 2020. From waste disposal to valuable material: Sulfonating polystyrene waste for heavy metal removal. Journal of Environmental Chemical Engineering 8, 104302.

Influence du Rapport "Eau/Ciment+Fillers" et de la Nature du Coffrage sur la Qualité des Parements des Bétons Autoplacants

BADI Fatima Zohra[1], BENSEBTI Salah Eddine[1], BELEBCHOUCHE Cherif[1], NGO Tien-Tong[2], KADRI El Hadj[2].

[1] *Laboratoire de Matériaux et Durabilité des Constructions, Université Frères Mentouri - Constantine, Algérie*

[2] *Laboratoire de Mécanique et Matériaux du Génie Civil "L2MGC", Université de Cergy Pontoise, Paris, France*

RESUME L'aspect esthétique d'un parement en béton est directement liée au type de béton, au coffrage et au démoulant utilisé. L'objectif de ce travail est d'étudier les principaux paramètres influençant l'apparence des parements en béton, tel que la variation du rapport (E/L) et le type de coffrage. Une série de cinq bétons autoplacants a été préparée avec un dosage en(E/C+F) compris entre 0.30 et 0.44 pour déterminer la relation qui existe entre la qualité des surfaces de béton et le rapport (E/C+F). Pour analyser l'effet de la lubrification de l'interface béton/huile/coffrage sur l'état de surface final, un agent de démoulage a été utilisé. De plus afin de clarifier l'influence de l'absorption du coffrage sur la peau des parements ; deux surfaces coffrantes différentes ont été étudiées, du bois ordinaire (surface rugueuse et absorbante), et de l'acier (surface lisse et imperméable)

L'analyse des résultats obtenus a montré que la qualité esthétique des parements dépend, de la teneur en eau de la couche d'interface, du type de coffrage et de l'agent de démoulage utilisé .

Mots-clefs : Béton autoplacant , Parement , Qualité esthétique, Coffrage, Teinte , Bullage, Agent de démoulage.

I. INTRODUCTION

Le parement, est la face d'un élément de construction conçue pour rester apparente. Les éléments en béton doivent avoir un bon état de surface, surtout pour le béton apparent. Par ailleurs les problèmes concernant la qualité des surfaces de béton deviennent très importants car la demande d'un haut niveau d'esthétiques est répandue dans une grande variété de travaux de construction[1], en général ces exigences concernent principalement, la teinte et les vides de surface appelée également bullage causée par le piégeage de bulles d'air ou d'eau à la surface en contact avec le coffrage lors de la mise en place du béton[1,2],ces vides peuvent être de forme régulière ou irrégulière [1,3]. Il est largement reconnu que la qualité de surface, entre autres, est affectée par des facteurs liés au type de béton, à la formulation du béton et à ses propriétés rhéologiques [2,4]. D'autres facteurs, à savoir la méthode de mise en place [5], l'orientation de surface du coffrage [1], le type et la perméabilité du matériau de coffrage, ainsi que l'agent de démoulage utilisée [4] peuvent aussi influencer l'aspect du béton .

II. MATERIEL ET METHODES

II.1. Caractéristiques des constituants utilisés :

TABLEAU 1. **Caractéristiques des matériaux utilisés**

Matériau	Sable0/4	Gravier 8/15	Fines (F)	Ciment (C)	Adjuvant BV-40 de SIKA
Nature	Calcaire	Calcaire	Calcaires	CEMII /A(CPJ 42.5)	Plastifiant

La formule du Béton Autoplaçant de référence est présentée dans le tableau 2.

TABLEAU 2. **Formule du béton Autoplaçant de base**

	G Kg/m³	S Kg/m³	C Kg/m³	F Kg/m³	E Kg/m³	SP Kg/m³	Vp (l)	E/C
Béton Référence	772	762	400	197	214,9	5,97	423.88	0,537

A partir de cette formule, cinq autres formules de BAP avec différents rapports E/C+F(0.30, 0.33, 0.36, 0.40 et 0.44) ont été étudiées également.

TABLEAU 3. **Compositions des différents bétons (kg/m³)**

	G	S	C	F	E	SP	E/(C+F)
BAP 1	772	762	438,13	215,78	195	6,54	**0,30**
BAP 2	772	762	418,99	206,35	205	6,25	**0,33**
BAP 3	772	762	400,00	197,00	214,92	5,97	**0,36**
BAP 4	772	762	380,71	187,49	225	5,68	**0,40**
BAP 5	772	762	361,56	178,07	235	5,40	**0,44**

II.2.Méthodologies d'essais :

Les différents bétons ont été confectionnés, puis coulés dans des moules. Deux coffrages différents pour éprouvettes verticales ont été utilisés (figure 1) :

Les moules de coffrage sont démontables, en acier rigides de dimensions (60x15x15) cm. Une planche en bois de 60 cm de longueur et de 20 cm de hauteur a été placé sur l'un des cotés des moules pour remplacer la paroi en acier. Une huile de décoffrage non réactif a été appliquée sur l'une des parois métallique.

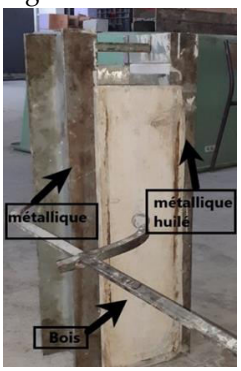


FIGURE 1. Moule pour éprouvettes

III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

Le tableau 4 montre les images des aspects des surfaces des bétons obtenues suivant les différents rapports E/C+F et selon le type de matériaux de coffrage (métallique et bois).

TABLEAUX 4. **Aspect des parements du béton avec coffrages verticaux**

E/(C+F)	E/(C+F) = 0,30	E/(C+F) = 0,33	E/(C+F) = 0,36	E/(C+F) = 0,40	E/(C+F) = 0,44
Coffrage Métallique					
Coffrage Métallique Huilé					
Coffrage en Bois					

La comparaison des surfaces de béton formées montre que le taux de bullage des parements varie avec le rapport E/L. Le béton de parement devient moins poreux et plutôt lisse lorsque le rapport E/L augmente. Ce phénomène peut être expliqué par le fait que le frottement à l'interface béton-paroi lors du coulage favorise le ressuage du béton, ce qui attirent l'eau et des particules fine vers la paroi pour former une couche limite à l'interface. Lorsque le rapport E/L est faible (E/L = 0,3 ou 0,33), la pâte est très visqueuse et donc l'épaisseur de la couche limite formée n'est pas assez importante pour couvrir toute la surface. Par conséquent, le taux de bullage est élevé pour les BAP 1 et 2. Ces résultats confirment les conclusions des recherches de [1, 4,6,8]. Quand le rapport E/L augmente à une certaine valeur, l'épaisseur de la couche limite formée permet de bien couvrir toute la surface de la paroi et cette couche possède une viscosité plastique optimale permettant de minimiser la dessiccation à

l'interface de la paroi après le décoffrage, la paroi devient lisse et le taux de bullage est minimal (pour le BAP 3) et la teinte de surface est claire. Néanmoins, lorsque le rapport E/L est plus élevé que le rapport optimal, la couche limite formée est très épaisse avec une viscosité faible dû à la présence d'une quantité d'eau importante dans cette couche. Cela favorise la dessiccation et l'évacuation des bulles d'air ou/et d'eau présentes à l'interface béton/coffrage et résulter une surface moins lisse et une teinte plus foncée. Ces résultats confirment les observations antérieures de [7]. Les résultats montrent aussi que les parements des bétons coulés dans les coffrages métalliques huilés sont plus rugueuses et partiellement arrachées para rapport à ceux coulés sans huile . De même, les bétons coffrés avec l'huile minérale sont plus clairs et présentent un taux de bullage plus important que ceux coulés sans huile . Cette observation rejoint celle de [2] qui avait observé que les bétons autoplaçants sont très sensibles au démoulant et que les huiles minérales favorisent la formation de bulles en surface ,c'est pourquoi elles ne sont pas recommandées pour les bétons apparents. L'influence du type de coffrage sur la qualité d'aspect des parements a été aussi montré. Les parements moulés avec les surfaces coffrantes en bois sont un peu plus claires et mat par rapport aux parements coffrés avec la surface en acier dont la qualité est meilleure avec une surface plus lisse et un taux de bullage plus faible,les résultats obtenus par [3, 8] confirment clairement ces observations. Pour les parements moulés avec les coffrages en bois, on remarque ainsi une variation de teinte de la matrice de surface causée par les variations locales de la teneur en eau et les variations de l'absorbance à l'intérieur du béton lui-même, qui s'étendent sous la surface du béton.

IV. CONCLUSIONS

Les résultats obtenus de cette étude ont permis de mettre en évidence l'effet du rapport E/L sur la qualité des parements des BAP étudiés. Ils montrent qu'il existe un rapport E/L optimal pour lequel une meilleure qualité de parement ont été obtenue. Ils montrent également que les coffrages non absorbants peuvent améliorer la qualité des surface du béton en termes de vides de surface résultant des bulles d'air / d'eau piégées. Les coffrages non absorbants peuvent fournir une évacuation directe des bulles d'air/d'eau piégées dans le mélange. La qualité des surfaces du béton a été affectée différemment par l'application de l'agent de décoffrage. En règle générale, l'utilisation d'une huile de décoffrage minérale sur les surfaces coffrantes métalliques a donné lieu à des surfaces de béton plus poreuses.

REFERENCES

1. Megid, W.A. and K.H. Khayat(2018). Effect of concrete rheological properties on quality of formed surfaces cast with self-consolidating concrete and superworkable concrete. Cement and Concrete Composites,. 93: p. 75-84.
2. Lemaire, G.(2003). *Contribution à la maîtrise de la qualité des parements en béton.* PhD thesis, Université Paul Sabatier, Toulouse III.
3. Klovas, A. and M. DAUKŠYS(2013). The evaluation methods of decorative concrete horizontal surfaces quality. Materials Science,. 19(3): p. 343-348.
4. Kwasny, J., et al. (2013), Effect of Mix Composition on Rheology and Surface Finish of Cement-Based Mortars..
5. Committe, R.T., Final report of RILEM TC 188-CSC 'Casting of self compacting concrete'. Materials and Structures, 2006. 39: p. 937-954.
6. Da Silva, W., et al. (2014), Evaluation of the effect of concrete compositional changes and the use of ethyl-alcohol and biodegradable-oil-based release agents on the final surface appearance of self-compacting concrete precast elements. Construction and Building Materials,. 52: p. 202-208.
7. Strehlein, D. and P. Schießl(2008), Dark Discoloration of Fair-face Concrete Surfaces-Transport and Crystallization in Hardening Concrete. Journal of Advanced Concrete Technology, 6(3): p. 409-418.
8. Megid, W.A. and K.H. Khayat(2020). Variations in surface quality of self-consolidation and highly workable concretes with formwork material. Construction and Building Materials, 2020. 238: p. 117628.

Fondations d'éoliennes sur sols traités.

A. Pantet[1], L. Briançon[2], S. Taibi[1], D. Jacqueline[3], K. Varain[3], C. Terqueux[1,2,4]

[1] *LOMC, Université Le Havre Normandie, Le Havre, France*
[2] *INSA-Lyon, GEOMAS, Lyon, France*
[3] *Cerema, Rouen, France*
[4] *MENARD, Orsay, France*

RESUME

Si les techniques de traitement de sol sont connues depuis les années 1990 et que les mises en œuvre ont déjà été testées sur des chantiers phares, l'établissement des recommandations reste un travail long. Il nécessite de nombreuses discussions et vérifications, basées certes sur des expérimentations en laboratoire et in situ, couplées à des modélisations théoriques (Universités, Centres de Recherche), mais aussi du retour d'expériences mené par les professionnels de la construction (Maitres d'ouvrages, Maitres d'œuvre et entreprises). Les projets collaboratifs, associant différentes structures, permettent par la fédération de moyens financiers et de compétences d'améliorer constamment les techniques et les méthodes de dimensionnement. Cet article est consacré au développement de la technique de renforcement par inclusions rigides au travers de deux projets complémentaires, l'un national ASIRI+, l'autre régional, porté par la Région Normandie FONDEOL.

Mots-clefs : Géotechnique, inclusions rigides, expérimentations, modélisations.

I. INTRODUCTION

Face aux enjeux climatiques et démographiques à venir, le développement des énergies renouvelables est incontournable. La construction d'éoliennes s'avère une solution, même si la génération de nuisances reste à discuter. D'après les données ministérielles et de l'ADEME, la Normandie se situe à la 7ème position des régions métropolitaines en termes d'éolien terrestre. Ainsi des grands projets sont en cours de réalisation en conditions on et off-shore avec de nombreux modes constructifs. Les éoliennes sont des systèmes hautement dynamiques excités par une grande variété de sources de chargement. Nous nous limiterons aux cas des éoliennes terrestres.

Dans le cadre d'un contexte collaboratif entre deux projets, ASIRI+ et FONDEOL, il est proposé de présenter la démarche de modélisation commune qui est mise en œuvre pour analyser le comportement des massifs de fondations superficielles des éoliennes, associant ou pas une étape d'amélioration de sol pour réduire les tassements. Nous nous intéresserons uniquement au cas du traitement de sol par inclusions rigides.

Pour calibrer les modélisations, les observations et leurs analyses effectuées sur un ensemble d'essais en « quasi vraie grandeur » et lors d'un suivi métrologique d'une éolienne construite dans des parcs éoliens seront utilisées. Ces expérimentations lourdes sont financées par les projets. Les développements à l'aide d'approches numériques sont particulièrement indiqués

pour expliquer les origines des phénomènes observés dans les champs de déplacements lors de la construction, mais qui sont parfois expliqués de manière trop rapide ou simplifiée (Pantet et al. 1993). L'expérimentation numérique est un outil complémentaire à l'expérimentation sur site.

II. INTERACTION PROJETS NATIONAUX - REGIONAUX

Désormais la construction d'ouvrages sur des terrains compressibles, en mettant en œuvre un renforcement des sols par inclusions rigides (Briançon 2002) est acceptée et se développe. En effet, dans le cadre du projet ASIRI (2004-2012). les principes fondamentaux du fonctionnement des inclusions rigides ont été établis et des recommandations ont été rédigées pour leur usage dans le cas d'ouvrages communs, de surfaces commerciales ou d'entrepôts logistiques, pour lesquels les charges principales sont limitées, verticales et quasi-statiques.

Le projet national de recherche ASIRI +, piloté par l'Institut de Recherche Expérimental (IREX) réunit quarante partenaires, industriels et universitaires. Présidé par B. Simon (ancien directeur technique de Terrasol), le projet est animé par deux directeurs scientifiques et techniques de l'INSA de Lyon et de l'Université Gustave Eiffel. Trois nouveaux axes de recherche ont été définis. L'axe 1 concerne l'étude expérimentale des plateformes de transfert de charge (PTC) et du comportement de certains constituants (nappes géotextiles, sols compressibles), avec une modélisation d'ingénierie géotechnique. Les deux autres axes s'intéressent au développement de lois de comportement ou d'interfaces numériques pour l'étude du comportement des ouvrages sous sollicitations quasi-statiques et sous sollicitations dynamiques et sismiques. En particulier, les sollicitations cycliques appliquées sur une fondation d'éolienne sont étudiées en partenariat avec le projet FUI 25 FEDRE.

La Région Normandie soutient le projet FONDEOL (2019-2022), piloté par le LOMC UMR CNRS 6294 de l'université Le Havre. Il regroupe plusieurs laboratoires LMN de l'INSA Rouen, INCT-Infra de l'Universidade Federal do Ceará (UFC), le Cerema Normandie Centre et l'ESITC de Caen. Certains laboratoires ont participé au projet AMI Grand Eolien EOLIFT (2013 -2015) avec FREYSSINET, financé par l'ADEME sur un parc éolien dans la province du Ceará.

Associant les difficultés de la variabilité des sols sur le parc éolien de Beaumontel et l'évolution du matériau béton (fatigue, fissuration), l'interaction sol-structure sous sollicitations cycliques sera examinée numériquement, afin d'optimiser les massifs des fondations d'éoliennes. L'évaluation de la réponse des fondations d'éoliennes en zone littorale lors des fluctuations des niveaux d'eau sera particulièrement examinée pour cerner les phénomènes de liquéfaction.

III. POSITION DU PROBLEME GEOTECHNIQUE

Dans le cas de sols aux caractéristiques moyennes à médiocres, le mode de fondation (figure 1) associant une couche de répartition de charges, reposant sur un réseau d'inclusions rigides (IR) est à considérer pour certains aménagements portuaires (routes, plateformes logistiques, dallages industriels) où existent des zones humides (estuaires, vasières, marécages, mangroves). Ces vastes zones littorales, à préserver également car elles sont le lieu de bien des services écosystémiques, peuvent également recevoir des fermes d'éoliennes. Pour les éoliennes, l'adoption de fondations superficielles est souvent possible, car les charges verticales sont compatibles avec les propriétés des sols de surface. Toutefois il faut considérer le risque de tassements notamment différentiels qui est le critère déterminant. En effet, les éoliennes (figure 1a) ont la particularité d'être soumises

à un moment et un effort horizontal qui dépendent des forces du vent et des actions de fonctionnement (phases de démarrage et d'arrêt, rotations, mais aussi la maintenance).

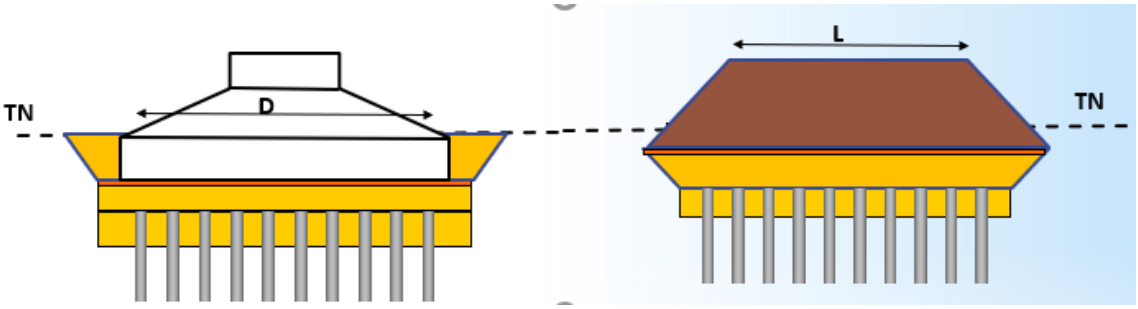


FIGURE 1. Exemple d'applications pour le traitement des sols (fondations en béton – remblai)

L'attention du concepteur doit prendre aussi en compte l'évaluation du potentiel de liquéfaction, phénomène qui se produit dans des sols constitués de sable ou de limon, saturés en eau, mais aussi faiblement désaturés. Le potentiel de liquéfaction a pour effet de réduire drastiquement la capacité portante des sols et entraîner ainsi la rupture de l'assise des fondations des ouvrages.

A. Principaux résultats obtenus suite aux expérimentations in situ

Les travaux menés sur les éoliennes grâce à des expérimentations sur site proche de Neufchâtel en Bray (76) dans le cadre de ASIRI ont mis en évidence la dissymétrie des tassements, et également l'aspect cyclique, voire dynamique des réponses du sol (Haza-Rozier et al. 2012).

Les mêmes phénomènes ont été constatés et quantifiés (Imanzadeh et al. 2021) sur les réponses des modèles numériques établis pour des fondations installées sur colonnes ballastées sur le site de Trairi dans la province de Ceará, au Brésil (EOLIFT, 2014). Les calculs cycliques ont montré une stabilisation des déplacements dès le troisième cycle. Il a été montré que ramener l'ensemble des actions de la superstructure à un torseur agissant sur la fondation est une schématisation simplifiée qui conduit à sous-estimer l'amplitude et la localisation des déplacements sous la fondation. Il faut prendre le poids global de la superstructure mais considérer également sa répartition en trois éléments : poids de la tour 50%, poids de la nacelle 34 %, poids des pales 16% ; ceux-ci induisent en effet des moments gravitaires à l'origine de tassements différentiels même en l'absence de vent.

Le premier essai (2021), réalisé dans la fosse expérimentale du Cerema de Rouen, dans le cadre de ASIRI+ a permis de mettre en évidence par étapes les mécanismes de transfert de charge au sein de la plateforme granulaire (couche de matériau situé au-dessus des têtes d'inclusions), sans renforcement de géosynthétiques, en présence d'un sol très compressible jusqu'à la génération d'un espace vide entre inclusions. Il est à noter une concentration très forte des efforts au droit de l'inclusion.

L'instrumentation d'un renforcement de sol par inclusions rigides sous une fondation d'éolienne à Ecoust Saint Mein (62) dans le cadre du projet FEDRE a permis de mesurer le transfert de charge vers les têtes d'inclusions en fonction de la direction du vent de de modéliser avec Plaxis 3D le comportement du sol renforcé.

L'instrumentation d'une fondation sur le site de Beaumontel (76), dans le cadre de FONDEOL, se met en place pour mieux comprendre les phénomènes générés par la construction et le fonctionnement même des éoliennes. L'analyse de la dégradation des propriétés mécaniques

cycliques des sols de Beaumontel (76) est en cours dans une cellule triaxiale sous sollicitations dynamiques.

B. Traitement numérique de l'analyse d'une inclusion rigide sous chargement complexe

Pour comprendre le comportement d'une inclusion sous chargement uniforme, mais avec des conditions d'assise délicates, notamment par la formation d'un espace vide entre les inclusions, des expérimentations numériques sont en cours d'examen à l'aide du logiciel Plaxis 2D, conformément à une démarche d'ingénierie géotechnique. Une représentation axisymétrique permet d'étudier cet effet, en considérant ou non l'interface d'un géosynthétique qui, analogue à une membrane souple, bénéficie toutefois d'une résistance au cisaillement. Dans le cas d'éoliennes terrestres, il faut considérer les effets de dissymétrie des charges agissant sur la fondation circulaire de grandes dimensions, reposant sur des inclusions (rigides ou colonnes ballastées) ; une modélisation à l'aide du logiciel Plaxis 3D est alors indiquée. La prise en compte de la dégradation cyclique des sols sera considérée pour simuler des effets à long terme.

IV. CONCLUSIONS

La complémentarité des projets est à souligner. La réalisation d'essais en quasi-vraie grandeur, pour cerner précisément le comportement local des inclusions rigides et des géotextiles associés (ASIRI+), et le suivi métrologique des charges et des déplacements des fondations d'éoliennes (FONDEOL) sont indispensables à la bonne compréhension des phénomènes engendrés par la construction et leurs fonctionnements complexes. L'expérimentation numérique est un outil complémentaire qui permet d'examiner de nombreuses hypothèses et les évolutions du sol à long terme lors de l'interaction sol/structure. Pour les éoliennes, il y a certes la nécessité de garantir une portance suffisante pour ne pas générer la rupture mais il faut surtout vérifier la compatibilité des déplacements de la fondation pour le bon fonctionnement des éléments de la superstructure et les équipements (turbines, pales). L'interaction fondation/machinerie sera à considérer.

Les auteurs tiennent à remercier tous les membres qui contribuent aux deux projets.

REFERENCES

Pantet, A., Kastner, R., Piraud, J., (1993). In situ measurement and calculation of displacement field above slurry shields. In: Options for Tunnelling, Amsterdam, pp. 443–452.

Imanzadeh S, Pantet A, Taibi S, Ouahbi T. (2021) Soil Behavior Under Onshore Wind Turbine Foundation Case Study in Brazil Using New French EOLIFT *Technology. Adv Civil Eng Tech.* 4(4). ACET.000594. 2021. DOI: 10.31031/ACET.2021.04.000594

Plaxis 3D Manuals (2013) Plaxis BV, Netherlands.

Briançon L. (2002). Renforcement des sols par inclusions rigides, État de l'art en France et à l'étranger, *Irex, Opération du réseau Génie Civil et urbain*, septembre, 180 p.

Haza-Rozier E. Vinceslas G. Le Kouby A. et Duprez T. (2012). Instrumentation des fondations d'une éolienne – Cas des inclusions rigides, *Journées Nationales de Géotechniques et de Géologie de l'ingénieur, JNGG*, 4-6 juillet 2012, Bordeaux, France, 561-568.

Elaboration et caractérisation d'un enduit à base de poudre de tuffeau et de chaux

M. Balawi[1], K. Beck[1], N. Belayachi[1], X. Brunetaud[1]

[1] *Univ. Orléans, Univ. Tours, INSA CVL, Laboratoire de mécanique Gabriel Lamé, LaMé EA7494, 8 rue Léonard de Vinci,* F-*45072 Orléans*, France

RESUME. L'étude présentée propose de développer un enduit de finition à base de chaux aérienne et de poudre de tuffeau qui est un déchet de sciage de bloc de pierre. Cet enduit sera destiné à la réhabilitation énergétique des bâtiments anciens en pierre de tuffeau, typique de la région Centre - Val de Loire. Cet enduit doit avoir une bonne maniabilité, une performance mécanique suffisante pour son domaine d'application et un aspect visuel imitant le plus possible la pierre de tuffeau. La formulation a permis de déterminer la quantité d'eau nécessaire pour la maniabilité souhaitée et la proportion de chaux respectant les exigences esthétiques et les critères normatifs de résistance mécanique. La forte demande en eau de l'enduit entraine des problèmes de maniabilité à l'état frais, une mauvaise adhérence et un important retrait de dessication générant une fissuration notable quand l'enduit adhère à son support.

Mots-clefs Poudre de pierre, tuffeau, chaux aérienne, maniabilité, colorimétrie

I. INTRODUCTION

Dans le but de réduire la surexploitation de ressources naturelles, la valorisation des déchets produits durant les opérations de taille de pierre peuvent participer aux besoins en agrégats fins de l'industrie des mortiers et enduits préformulés. Les mortiers à la chaux aérienne ont généralement une faible résistance mécanique. Cependant, la substitution totale ou partielle du sable par la poudre de pierre peut améliorer les performances mécaniques car certaines poudres de pierre peuvent apporter la présence de minéraux argileux entrainant une réaction pouzzolanique (Beck & Al-Mukhtar, 2008). L'objectif du travail s'inscrit dans le cadre du projet RESPECT, financé par la Région Centre - Val de Loire, qui vise à développer un enduit de finition à base de poudre de tuffeau permettant la réhabilitation énergétique des bâtiments anciens construit en tuffeau, pierre typique du Val de Loire. Cet enduit doit répondre à un aspect esthétique visuel imitant la pierre de tuffeau, une bonne maniabilité et des caractéristiques mécaniques suffisantes pour son domaine d'application. L'objectif de l'étude présentée est de déterminer le dosage optimal en eau et en chaux afin de répondre aux critères esthétiques spécifiques de cet enduit devant recréer l'aspect pierre de tuffeau.

II. Matériaux et Méthodes

II. A. Matériaux

Les matériaux utilisés pour formuler l'enduit sont la poudre de tuffeau et la chaux aérienne. Le sable utilisé pour l'enduit est la poudre de tuffeau, produite lors du sciage des blocs de pierre de taille, et provient de la carrière de Maquignon à Usseau dans la Vienne. Afin d'avoir un agrégat exploitable pour l'enduit, seul le passant à 2 mm a été conservé pour l'étude, représentant plus de 99 % du sable initial. Cette poudre est assez fine et un peu plus de 50 % des particules ont une taille inférieure à 160 µm et à peu près 25 % des particules ont une taille inférieure à 80 µm. La chaux employée est une chaux aérienne CL 90, produite par l'entreprise Saint-Astier.

II. B. Méthodes

Afin de répondre aux exigences de la maniabilité d'un enduit, la demande en eau du mortier a été étudiée en utilisant l'étalement au mini-cône pour différentes proportions massiques de chaux (10 %, 15 %, 20 %, 25 % et 30 %). Selon la norme EN 459-2, un mortier à base de chaux aérienne doit avoir un diamètre d'étalement de 16.5 ± 0.3 cm après 15 secousses à la table à choc afin d'assurer une bonne consistance. Après détermination de la quantité d'eau efficace de chaque mélange, les mortiers frais ont été appliqués sur un support en bois peint sur une surface de 20 × 30 cm et d'une épaisseur de 5 mm. Lors de la mise en œuvre, la maniabilité des mélanges frais et leur adhérence au support ont été observées. L'aspect visuel des mortiers durcis après 14 jours a été comparé avec la pierre de tuffeau de manière à retenir les proportions de chaux donnant un aspect similaire au tuffeau. Ces observations visuelles ont été associées avec des mesures quantitatives par colorimétrie mesurée dans le système CIELab où les coordonnées L, a et b correspondent respectivement à la clarté, à l'axe vert-rouge et l'axe bleu-jaune. La résistance à la compression des différents mortiers a été réalisée après 28 jours de maturation dans les conditions ambiantes du laboratoire (50 % d'humidité et 20 °C de température). Les essais ont été effectués sur des échantillons cubiques (40×40×40 mm) à l'aide d'une presse 3R modèle SYNTAX en utilisant un capteur de 50 kN et une vitesse de déplacement de 0,5 mm/minute. Les valeurs présentées correspondent à la moyenne de 3 tests pour chaque proportion de chaux.

III. Résultats et discussion

La figure 1 montre la demande en eau [W] nécessaire aux différents mélanges pour obtenir l'étalement au mini-cône de référence de 16.5 ± 0.3 cm. On remarque que la demande en eau pour obtenir cet étalement de référence est très élevée. Cette forte demande en eau augmente avec la proportion de chaux étant donné la finesse de la chaux aérienne. Néanmoins, la demande en eau est déjà grande pour les faibles proportions de chaux à cause du granulat lui-même car la poudre de tuffeau contient une fraction de passant à 80 µm très importante (25 % en poids) et qu'en plus de cela, certains grains du tuffeau sont poreux avec une grande capacité d'absorption d'eau. Les travaux précédents concernant l'utilisation de la poudre de tuffeau dans la conception de mortiers à base de chaux (Beck & Al-Mukhtar, 2008 ; Beck et al., 2010) ont confirmé ce comportement du mortier à l'état frais qui est très dépendant de la quantité d'eau ajoutée liée à la forte hygroscopicité des fines de la poudre de pierre. Le tableau 1 et la figure 2 présente, respectivement, une comparaison des coordonnées colorimétriques et les photographies des différents enduits durcis après une durée de 14 jours avec un bloc de pierre de tuffeau. La finesse des constituants de l'enduit joue un rôle défavorable pour l'adhérence. En effet, l'enduit frais a une consistance assez dense et collante ce qui le rend assez difficile à étaler sur le support. D'autres auteurs (Singh Chouhan et al. 2019), ont aussi noté que pour un même ratio eau/liant, la consistance des mortiers contenant de la poudre de pierre calcaire est plus ferme que celle

contenant un sable siliceux. On observe aussi une mauvaise adhérence au support de l'enduit durci avec un décollement de certaines parties, surtout pour les grandes proportions en chaux.

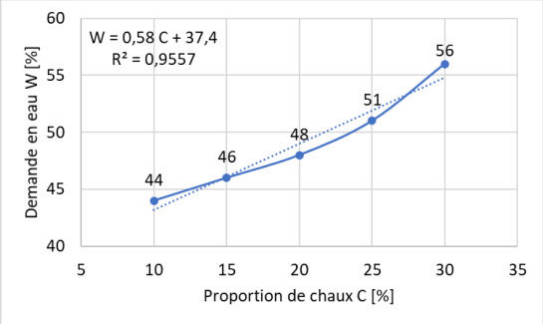


Figure 1. Demande en eau en fonction de la proportion massique de chaux

Tableau 1. Valeurs de colorimétrie

	Pierre de tuffeau	10 % chaux	15 % chaux	20 % chaux	25 % chaux	30 % chaux
L	88.50 ± 0.08	88.71 ± 0.12	89.59 ± 0.24	90.55 ± 0.17	91.55 ± 0.10	91.68 ± 0.18
a	- 0.48 ± 0.02	- 0.31 ± 0.02	- 0.34 ± 0.02	- 0.29 ± 0.01	- 0.29 ± 0.01	- 0.21 ± 0.01
b	9.03 ± 0.23	6.40 ± 0.11	6.13 ± 0.08	5.27 ± 0.08	4.89 ± 0.04	4.80 ± 0.08

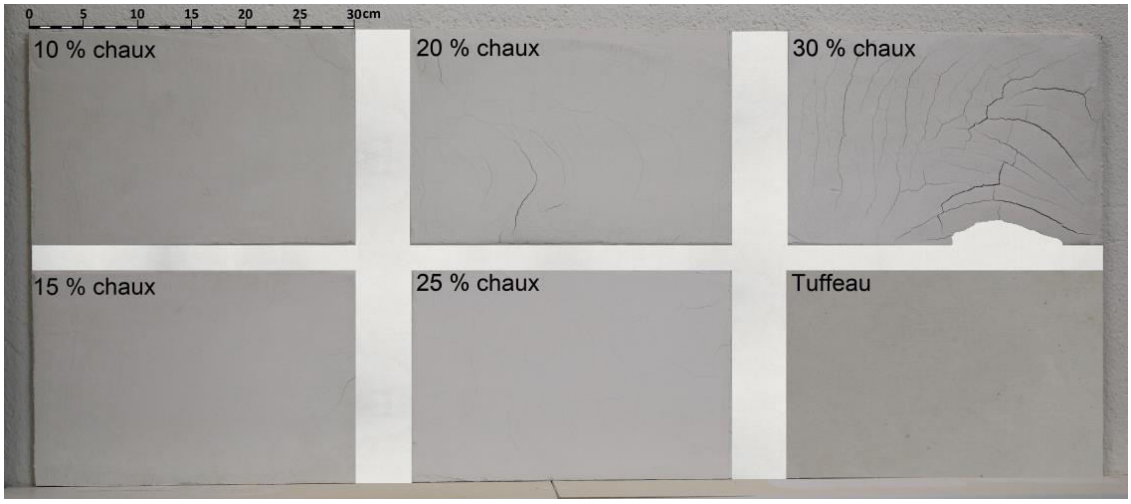


Figure 2. Aspect visuel de la pierre de tuffeau et des différents enduits durcis après 14 jours

Les mélanges donnant une texture et une couleur similaire au tuffeau sont ceux contenant une proportion faible en chaux (10 % et 15 %). A partir de 20 % de chaux, l'enduit durci commence à devenir trop blanc avec une texture plus lisse, perdant progressivement l'aspect esthétique de la pierre de tuffeau. Les mesures de colorimétrie confirment les observations visuelles, les enduits à faibles proportions de chaux (10 % et 15 %) ont les coordonnées L, a et b les plus proches à la pierre de tuffeau (tableau 1). La forte demande en eau (autour de 50 % en masse) se traduit lors du durcissement par un important retrait de dessication accompagné d'une fissuration significative et d'autant plus grande que la proportion en chaux est grande (Figure 2).

Les résultats de la résistance à la compression des différents mortiers durcis sont présentés à la figure 3. On constate que plus il y a de chaux plus la résistance à la compression est grande. Selon la norme NF EN 998-1, un enduit monocouche de catégorie CSII doit montrer à 28 jours une résistance à la compression comprise entre 1,5 MPa et 5 MPa. A 10 % de chaux, l'enduit reste peu

résistant et fragile. Cependant, à partir de 15 % de chaux, les enduits développent des performances mécaniques suffisantes pour le domaine d'application souhaité et respectent le critère de résistance mécanique de la norme.

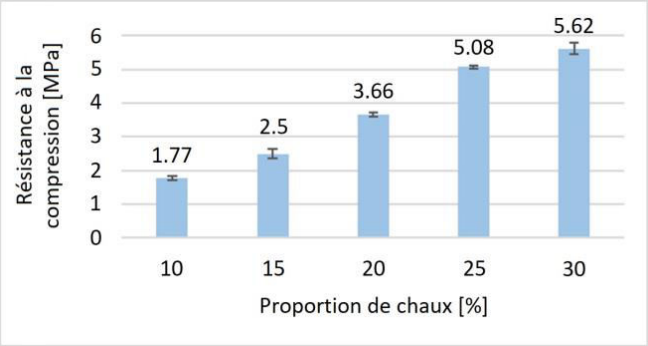


Figure 3. Résistance à la compression des mortiers en fonction de la proportion de chaux

IV. Conclusion

Les mortiers donnant un aspect visuel et une couleur se rapprochant le plus de la pierre de tuffeau sont ceux avec les faibles proportions massiques de chaux (10 % et 15 %). A partir de 15 % de chaux, les enduits durcis ont une performance mécanique satisfaisante pour un enduit de finition. La proportion optimale de chaux répondant aux exigences esthétiques et mécanique serait donc vers 15 % de chaux. Néanmoins, la forte demande en eau entraine des problèmes pour l'enduit : une maniabilité modérée, une mauvaise adhérence au support et un retrait de dessication important. Il sera donc, nécessaire d'ajuster la formulation par l'emploi de divers additifs : (1) un superplastifiant pour réduire la quantité d'eau de l'enduit frais ; (2) un compensateur de retrait qui permettra d'empêcher le retrait et la fissuration ; (3) un entraineur d'air pour améliorer la maniabilité de l'enduit frais et sa mise en œuvre ; (4) un agent colloïdal pour augmenter l'adhérence de l'enduit à son support.

REFERENCES

Beck K. & Al-Mukhtar M. (2008). Formulation and characterization of an appropriate lime-based mortar for use with a porous limestone. *Environmental Geology*, 56(3-4), 715-727. (https://doi.org/10.1007/s00254-008-1299-8

Beck K., Brunetaud X., Mertz J-D., Al-Mukhtar M. (2010). On the use of eggshell lime and tuffeau powder to formulate an appropriate mortar for restoration purposes. *Geological Society of London Special Publications SP 2010*; 331, 137-145. https://doi.org/10.1144/SP331.12

Singh Chouhan H., Kalla P., Nagar R., Gautam P. (2019). Influence of dimensional stone waste on mechanical and durability properties of mortar: A review. *Construction and building materials*, 227, 116662. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.08.043

Norme NF EN 998-1 (2016). Définitions et spécifications des mortiers pour maçonnerie - Partie 1 : mortiers d'enduits minéraux extérieurs et intérieurs. 29 p.

Norme EN 459-2 (2012). Chaux de construction - Partie 2 : méthodes d'essai. 61 p.

Evaluation de la capacité portante d'un pont maçonné

Sylvie YOTTE[1]

[1] *Univ. Limoges, GC2D, EA 3178, F-19300 Egletons, France.*

RESUME On recherche une méthode pour évaluer la capacité portante d'un pont en ne consacrant que 5 jours tout compris (inspection, calculs, rapport). L'approche probabiliste s'impose. Le pont choisi est un pont plein cintre. Un plan d'expérience complet est réalisé, ce qui permet de déterminer les paramètres qui ont la plus grande influence sur cette capacité portante. On en déduit une surface de réponse et la fonction de répartition de la résistance est obtenue par simulation de Monte Carlo. Le résultat finale est le fractile à 5% de la distribution de résistance.

Mots-clefs maçonnerie, pont, résistance

I. ANALYSE DU BESOIN

Les entreprises de diagnostic d'ouvrages d'art sont très sollicitées et sont dans un système concurrentiel très important. Pour cette raison, lorsqu'elles ont un parc de ponts en maçonnerie à diagnostiquer, elles ne disposent que de peu de temps en moyenne pour établir un diagnostic, dans lequel il y a une inspection visuelle le plus souvent, un recalcul de capacité portante quand c'est nécessaire et un rapport. L'enjeu ici est de pouvoir réaliser cela en 5 jours, et plus précisément dans cette étude, de recalculer la capacité portante d'une façon que l'on puisse justifier scientifiquement.

Pour répondre au manque d'information que le manque de temps génère, une approche probabiliste est sélectionnée. Casas (2011), Conde et al (2021), Moreira et al (2016), Moreira et al (2017), Ng et Fairfield (2002) ou encore Zanaz et al (2015) ont utilisé une approche probabiliste en soulignant la sensibilité de la capacité portante vis-à-vis de certaines caractéristiques.

L'objectif de ce travail est de se placer dans les conditions de l'ingénieur diagnostic et de déterminer la capacité portante d'un pont corrézien. Ce pont est situé sur la commune du Fioux. C'est un pont plein cintre à une seule arche. Il est présenté sur la figure 1.



FIGURE 1. **Pont de Fioux**

II. METHODE DE CALCUL ET JUSTIFICATION

Il existe différentes approches pour réaliser le calcul de la capacité portante. L'état limite qui nous intéresse ici est celui lié à la flexion de la voute, ce qu'il est possible d'étudier en 2D ou en 3D. Si on s'intéresse à l'ELS, il est possible d'utiliser les éléments finis comme par exemple Domede (2013), Carr et al (2013), mais cela prend du temps de modélisation et surtout beaucoup de données sont nécessaires. Ces données sont déterminées par des essais ce qui demande du temps. De plus si le pont est vieux (ce qui est le cas en diagnostic), l'hétérogénéité du matériau s'est accrue au fil du temps et il faut pouvoir avoir une idée de la variabilité du matériau. L'approche par DEM pose le même problème. Néanmoins c'est le seul moyen d'avoir accès à la première fissuration critique. Si l'on ne s'intéresse qu'à la capacité ultime, il est encore possible de procéder de façon analytique en analyse limite, ce qui rend le calcul plus rapide, même en utilisant des hypothèses un peu moins simples que celle d'Heyman (1969) (on accepte alors que le matériau rompe en compression et qu'il puisse y avoir du glissement au sein de la maçonnerie). C'est la méthode choisie avec le logiciel RING. La flexion de la voute cause la rupture par la formation de 4 rotules ou bien par fracture de la culée. L'approche 2D est possible si la déformation transversale de la voute est négligeable. Fanning (2001) pose pour cela comme condition que la hauteur de remblai soit importante, sans toutefois que cela soit quantifié. On suppose par la suite que le pont de Fioux est suffisamment raide pour qu'il n'y ai pas ce genre de comportement. Cela est corroboré par le fait que l'on n'observe pas de décollement de bandeau.

III. DEMARCHE

Un intervalle de variation est proposé pour chaque donnée nécessaire au calcul. Puis on regarde comment varie la capacité portante du pont en fonction de chaque variable dans son domaine de variation pour s'assurer que l'évolution est bien linéaire (3 points au minimum sont calculés dans chaque cas). C'est le cas sauf pour la résistance en compression de la maçonnerie et pour l'épaisseur de remblai à la clef. En effet si la résistance en compression est faible, la rupture peut se produire par excès de compression, mais quand elle augmente, ce type de rupture ne se produit plus, il n'y que de la rupture de voute par glissement ou par traction. Par contre on peut considérer la capacité portante linéaire avec $1/\sigma_u$. De même l'épaisseur de remblai à la clef intervient dans la masse qui comprime la voute mais aussi dans la répartition de charge sur la voute. Plus la hauteur est grande mieux la charge est répartie sur la voute. On constate que dans l'intervalle d'épaisseur de remblai estimée, la capacité portante varie linéairement avec $X = \frac{1}{(w+2t_p.tan20+2t_f.tan30)^2}$ où t_p est l'épaisseur de la chaussée et t_f l'épaisseur remblai, w la largeur de l'empreinte de la roue prise ici à 30cm, 20° et 30° sont les angles de diffusion de la charge pour la chaussée et le remblai respectivement. Il sera possible donc d'utiliser sur tout l'intervalle choisi comme surface de réponse un modèle linéaire en rajoutant des couplages. Les variables étudiées sont présentées dans le tableau 1.

TABLEAU 1. Variables de calcul

Variable	Intervalle ou valeur déterministe	Loi choisie
Largeur de culée	3,5	Déterministe
Hauteur de culée	1	Déterministe

Cohésion remblai (kN/m²) C	0 – 200	Uniforme
Angle de frottement interne remblai ϕ	25° – 30°	Uniforme
Epaisseur de chaussée (mm)	75	Déterministe
Epaisseur de remblai à la clef (mm) T_f	50 – 350	Loi normale
Epaisseur de la voute (mm) T_v	410 – 530	Loi normale
Portée (m)	10	Déterministe
Flèche (m)	4,3	Déterministe
Poids volumique remblai (kN/m³) ρ_f	18 – 26	Uniforme
Poids volumique maçonnerie (kN/m³) ρ_m	20 – 27	Loi normale
Résistance en compression maçonnerie (MPa) σ_u	23 – 64	Uniforme

Lorsque l'incertitude est sur une grandeur que l'on a mesurée, on choisit de modéliser la grandeur à l'aide d'une loi normale tronquée entre [m-2σ ; m+2σ] où σ est l'écart type et m la moyenne. Lorsqu'elle porte sur une grandeur dont on n'a aucune idée de la valeur dans un intervalle plausible, on choisit un modèle de distribution uniforme. Dans le tableau 1, les intervalles de variation des valeurs suivant une loi normale ont été déterminés de la sorte :

1. La valeur basse est la valeur en deçà de laquelle on estime très peu probable que la grandeur se situe
2. La valeur haute est la valeur au-delà de laquelle on estime très peu probable que la grandeur se situe
3. La moyenne est la valeur centrale de l'intervalle
4. L'écart type est pris au quart de l'amplitude de l'intervalle, si bien que l'intervalle représente la moyenne plus ou moins deux écart types.

Le poids volumique de la maçonnerie, l'épaisseur de la voute et l'épaisseur de remblai à la clef ont donc été traités ainsi. Le tirage de l'épaisseur de remblai à la clef permettait le calcul de X qui est lui utilisé dans le calcul de la surface de réponse.

L'amplitude de variation de la cohésion provient du fait que l'on ignore si le remblai a été traité à la chaux ou non. Si le remblai est un béton de chaux pauvre alors la cohésion sera plus élevée que celle d'une arène granitique (type de sable utilisé en Corrèze).

Le fait d'avoir 2 types de distribution nous pousse à réaliser une simulation de Monté Carlo pour connaître la distribution de capacité portante. Cette simulation prendrait trop de temps si on utilisait RING directement. Une surface de réponse est recherchée à l'aide d'un plan d'expériences complet soit 128 calculs. Pour chaque jeu de valeurs, la capacité portante est déterminée à l'aide de RING en déplaçant la charge de 30 cm en 30 cm sur toute la portée de façon à trouver la position de charge la plus défavorable (ceci est réalisé automatiquement par le logiciel).

Pour établir la surface de réponse, les données sont centrées et réduites et chaque variable prend 2 niveaux possibles -1 ou 1. Comme l'évolution de la capacité portante est linéaire, 2 niveaux par variable suffisent. La surface de réponse est donnée ci-dessous.

$$P = 875{,}8 + 187{,}4T_v + 139{,}3C + 119{,}4X + 75{,}2\rho_f + 33{,}7\rho_m + 10{,}1(1/\sigma_u) + 5{,}2\phi + 33{,}3T_vC + 24{,}9X\rho_f + 22{,}1T_v\rho_f + 15{,}13XC - 6{,}3X\rho_m + 5{,}1\rho_mC + 5{,}0\phi C - 3{,}9\rho_fC + 3{,}8\rho_m\rho_f \quad (1)$$

Ont été éliminés les couplages pour lesquels les coefficients de corrélation étaient les plus faibles. On constate que les facteurs qui ont la plus grosse influence sont : l'épaisseur de la voute, la cohésion du sol, l'épaisseur de remblai à la clef (ou plutôt X), les poids volumiques du remblai et de la maçonnerie et le couplage entre la cohésion et l'épaisseur de la voute. Le remblai a 3 rôles : il pré charge la voute en compression (la charge roulante fait travailler la voute en décompression), oppose un effort de butée des terres à la déformation de la voute et répartit la charge sur la voute. La cohésion intervient dans le calcul de cet effort de butée.

Il est possible de simplifier et d'exprimer la capacité portante uniquement en fonction des facteurs de plus gros coefficient ce qui donne l'équation (2).

$$P = 875{,}8 + 187{,}4T_v + 119{,}4X + 33{,}7\,\rho_m + 75{,}2\rho_f + 139{,}3C + 33{,}3T_vC + 24{,}9X\rho_f + 15{,}1XC \quad (2)$$

Une fois la surface de réponse trouvée, une simulation de Monté Carlo sur 200000 simulations est effectuée et le fractile à 5% donne la capacité portante. On obtient 633 kN pour l'équation 1 et 634 kN pour l'équation 2. La différence est suffisamment faible pour se contenter de l'équation 2.

III. DISCUSSION, CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Condé et al (2016) ont trouvé sur un pont plein cintre (rapport flèche/portée >0,5), le même mode de rupture avec un modèle analytique et avec un modèle éléments finis non linéaire, et ont montré que la cohésion joue un rôle important dans la capacité portante. Carr et al (2013) trouvent que la résistance de la maçonnerie σ_u influe sur P, mais ils prennent des valeurs faibles de la résistance, et on a vu que la capacité portante P variait linéairement avec $1/\sigma_u$. Donc si σ_u est faible, son influence est importante tandis que si elle est grande, elle influe moins. La valeur minimale de σ_u ici est de 23 MPa, contre 3,45 MPa pour Carr. Condé en 2021 trouve que les 2 facteurs qui ont le plus d'importance sont C et σ_u, mais σ_u est là aussi pris autour de 3 MPa. La résistance de la maçonnerie peut être faible si les joints sont en mauvais état ou bien élevée si les joints sont minces et en bon état. Moreira et al (2016) étudie 5 ponts à plusieurs arches et trouve que pour 3 ponts sur 5 la masse volumique de la maçonnerie a de l'influence, que la masse volumique influe pour 3 ponts sur 5 et que l'angle de frottement interne a de l'influence sur 3 ponts (ce n'est pas le même ensemble de 3 ponts à chaque fois). Dans ce dernier cas, la cohésion était faible et ne variait pas, son influence n'a donc pas été mise en évidence. Pour le cas du pont de Fioux l'angle de frottement interne varie de 25° à 30°, ce qui est un variation faible compte tenu du modèle de butée des terres. Cela explique probablement pourquoi il ne semble pas avoir d'influence.

Le résultat de l'analyse de sensibilité est donc dépendant de la plage de variation choisie pour le paramètre. C'est donc une partie importante du travail de l'inspecteur de fournir avec un regard

d'expert, une évaluation de ces plages. Il est possible de tirer quelques conclusions pour un pont plein cintre.

1. Si aucune information n'est disponible sur le remblai, alors il faut peut-être considérer les cas de cohésion élevée et cela devient un paramètre important, de même pour la plage de variation de l'angle de frottement interne.
2. La résistance en compression de la maçonnerie n'a d'influence que si elle est faible ; cela correspond à la formation d'une rotule liée à la rupture par écrasement de la maçonnerie et non par traction. Selon les professionnels cela se rencontre rarement (le cas de du pont de Cubzac les Ponts serait une exception). Dans la mesure où l'on a une linéarité avec $1/\sigma_u$, il peut être judicieux de traiter le cas même si c'est rare.
3. Les masses volumiques du remblai et de la maçonnerie sont des paramètres dont on a montré l'importance et c'est corroboré par la bibliographie.
4. L'épaisseur de la voute est souvent prise égale à l'épaisseur du bandeau ce qui peut constituer une erreur puisque le bandeau constitue un harpage servant de chainage entre la voute et le tympan et peut être plus épais que la voute. Cela constitue une valeur haute de l'épaisseur. Son influence est corroborée par la bibliographie.
5. L'épaisseur de remblai complète celle de la chaussée et de la voute pour faire la hauteur totale à la clef qui elle est mesurée avec une incertitude de mesure. Il n'y a donc que 2 variables indépendantes sur 3, et le remblai (a priori plus épais et plus raide que la chaussée) semble être la 2ème variable à prendre en compte. Il est possible de fixer une valeur plausible de l'épaisseur de la chaussée et ne pas la prendre comme variable.

En termes de perspectives, il reste à bien établir en fonction des autres types de ponts (surbaissé ou à plusieurs arches) les facteurs prépondérants de façon à simplifier l'analyse pour valider la méthode pour les bureau d'études.

REFERENCES

Carr, A. J., Jáuregui, D. V., Riveiro, B., Arias, P., & Armesto, J. (2013). Structural evaluation of historic masonry arch bridges based on first hinge formation. Construction and Building Materials, 47, 569-578. doi: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.05.084

Casas, J. R. (2011). Reliability-based assessment of masonry arch bridges. Construction and Building Materials, 25(4), 1621-1631. doi: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.10.011

Conde, B., Díaz-Vilariño, L., Lagüela, S., & Arias, P. (2016). Structural analysis of Monforte de Lemos masonry arch bridge considering the influence of the geometry of the arches and fill material on the collapse load estimation. Construction and Building Materials, 120, 630-642. doi: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.05.107

Conde, B., Matos, J. C., Oliveira, D. V., & Riveiro, B. (2021). Probabilistic-based structural assessment of a historic stone arch bridge. Structure and Infrastructure Engineering, 17(3), 379-391. doi: https://doi.org/10.1080/15732479.2020.1752261

Domede, N., Sellier, A., & Stablon, T. (2013). Structural analysis of a multi-span railway masonry bridge combining in situ observations, laboratory tests and damage modelling. Engineering Structures, 56, 837-849. doi: https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.05.052

Fanning, P. J., & Boothby, T. E. (2001). Three-dimensional modelling and full-scale testing of stone arch bridges. Computers & Structures, 79(29), 2645-2662. doi: https://doi.org/10.1016/S0045-7949(01)00109-2

Heyman, J. (1969). The safety of masonry arches. International Journal of Mechanical Sciences, 11(4), 363-385. doi: https://doi.org/10.1016/0020-7403(69)90070-8

Moreira, V. N., Fernandes, J., Matos, J. C., & Oliveira, D. V. (2016). Reliability-based assessment of existing masonry arch railway bridges. Construction and Building Materials, 115, 544-554. doi: https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.04.030

Moreira, V. N., Matos, J. C., & Oliveira, D. V. (2017). Probabilistic-based assessment of a masonry arch bridge considering inferential procedures. Engineering Structures, 134, 61-73. doi: https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2016.11.067

Ng, K. H., & Fairfield, C. A. (2002). Monte Carlo simulation for arch bridge assessment. Construction and Building Materials, 16(5), 271-280. doi: https://doi.org/10.1016/S0950-0618(02)00020-X

Zanaz A., Yotte S., Fouchal F., Chateauneuf A. (2015) Young's Modulus Variability: Influence on Masonry Vault Behaviour World Academy of Science, Engineering and Technology - International Journal of Civil and Environmental Engineering Vol:9, No:9, 2015 waset.org/Publication/10002228, https://doi.org/10.5281/zenodo.1108394

Evaluer la performance environnementale de nouveaux produits de construction à travers une Analyse de Cycle de Vie prospective territoriale

Eva Quéheille[1], Anne Ventura[1], Michel Dauvergne[2], Lauredan Le Guen[1]

[1] *MAST/GPEM Campus de Nantes, Université Gustave Eiffel, Bouguenais, France*

[2] *AME/EASE Campus de Nantes, Université Gustave Eiffel, Bouguenais, France*

RESUME La responsabilité du secteur de la construction dans le changement climatique encourage au développement de nouveaux produits de construction moins néfastes pour l'environnement. Mais l'Analyse de Cycle de Vie (ACV) classique ne permet pas d'évaluer convenablement la performance environnementale de ces procédés innovants. Pour y parvenir, une ACV prospective territoriale est proposée. L'application de cette démarche sur un projet réel témoigne de son potentiel au vu des résultats obtenus. La pertinence environnementale du procédé est estimée. En identifiant les meilleures alternatives, l'étude offre également une vision sur l'intégration future du procédé dans une industrie. Enfin, des leviers d'action peuvent être déterminés pour améliorer la poursuite du développement du procédé.

Mots-clefs Analyse de Cycle de Vie, matériaux de construction, économie circulaire, aide à la décision.

I. INTRODUCTION

Le secteur de la construction est un important contributeur au changement climatique autant en France que dans le monde ; il représente près de 40% des émissions globales de CO_2 (United Nations Environment Programme, 2020). La responsabilité revient d'abord à la consommation d'énergie lors de la vie du bâtiment, puis à la construction de ce dernier et plus précisément à la fabrication des produits de construction. Ainsi, la production exclusive de ciment représente 6% des émissions globales de CO_2 (Andrew, 2018).

Un procédé innovant d'attrition carbonatation (Bourgeois et al., 2020; Julcour et al., 2015) est étudié en Nouvelle-Calédonie pour produire des matériaux cimentaires à partir de scories de nickel carbonatées avec du CO_2. Deux bénéfices environnementaux sont envisageables. Premièrement, les scories, déchets minéraux à l'issue de la fusion du nickel, sont générées en Nouvelle-Calédonie à hauteur de 3 Mt par an, mais leur valorisation est actuellement limitée et de faible valeur. Deuxièmement, la composition minéralogique de ces scories leur permet de

minéraliser du CO_2 à des taux supérieurs à 70% (Bourgeois et al., 2020). Le CO_2 peut être capté à la sortie des centrales thermiques, alimentant en électricité l'industrie du nickel, ou des usines pyrométallurgiques. Les deux gisements (scories et CO_2) sont ainsi disponibles en grande quantité sur le territoire. Par utilisation de déchets et de techniques CCUS (Carbon Capture, Utilization and Storage), nous rejoignons deux des voies identifiées par (Cao et al., 2021; Material Economics, 2019) pour atteindre l'objectif de la neutralité carbone en 2050 sur les produits cimentaires.

Deux matériaux cimentaires peuvent être produits avec ce procédé. La première est la fabrication d'addition minérale (AM), dont les caractéristiques techniques seraient comparables à celles de la pouzzolane pour un taux de carbonatation entre 30% et 70%, et qui permettrait de produire un ciment avec une substitution partielle du clinker, tel que le CEM IV. La seconde est la fabrication de ciment silico-magnésien (CSM) à partir de scories carbonatées à 70%. Cependant, dans ce cas, le CO_2 capté lors de la minéralisation, est relâché à la dernière étape de calcination.

Le procédé est actuellement au stade de laboratoire. La mise en place de l'industrie reposant sur ce procédé est estimée à l'horizon 2035. Plusieurs alternatives sont possibles sur le territoire de Nouvelle-Calédonie ; ci-après quelques exemples. Le captage du CO_2 peut s'effectuer directement sur les fumées brutes ou après concentration du CO_2 (par oxycombustion ou postcombustion). Le choix de combustible pour le séchage et la calcination peut se porter entre le gaz, le fioul ou le charbon. Enfin, les principaux marchés potentiels pour les deux produits sont la Nouvelle-Calédonie, l'Australie et le Japon. Ainsi, un nombre important de scénarios (plusieurs centaines) doit être étudié. Le taux optimal de carbonatation diffère selon les deux produits envisagés, ce qui influe directement sur la consommation électrique de la minéralisation.

À ce stade du développement du procédé, une étude ACV prospective territoriale est conduite afin de déterminer les conditions favorables pour une filière de valorisation des scories, garantissant la bonne performance environnementale des futurs produits par rapport aux matériaux cimentaires qu'ils visent à substituer. Après une explication de la démarche d'évaluation environnementale conduite, nous analysons les conditions favorables, concernant à la fois les scénarios de captage, d'approvisionnement, et de distribution, mais également les valeurs seuils du couple (consommation d'énergie ; taux de carbonatation) pour la minéralisation.

II. L'évaluation environnementale de procédés innovants dans les produits de construction

A. Les limites de l'ACV à l'échelle produit

Dans le cadre de l'évaluation d'un procédé innovant menant à fabriquer un nouveau (ou amélioré) produit de construction, une étude ACV à l'échelle produit estime que le procédé est environnementalement pertinent dès que les impacts liés à sa fabrication sont compensés par ceux du produit conventionnel à substituer. Cependant, cette démarche présente plusieurs limites.

La première est que la substitution du produit conventionnel répond en réalité à des problématiques de marchés : dépendance avec la disponibilité des matières premières (notamment lorsqu'un déchet à recycler est intégré dans le procédé), le volume du marché du produit conventionnel ainsi qu'avec la compétitivité (technique et économique) du produit innovant (Ventura and Antheaume, 2019; Ventura, 2022).

La deuxième limite concerne la prise en compte de la temporalité. Un procédé innovant en cours de développement peut subir de grandes transformations lors du passage de laboratoire à l'industrie, par l'évolution des sources énergétiques, la création de nouvelles technologies ou l'amélioration potentielle du produit concurrent. En conséquence, le procédé peut perdre l'avantage environnemental estimé lors de sa conception. L'efficacité du procédé innovant doit être évalué dans le futur, à un horizon temporel estimant la période de son industrialisation.

Enfin, l'approche à l'échelle produit conduit à imposer des règles de partition du système entre les produits issus d'un même procédé, ce qui revient à ignorer que leurs quantités respectives sont liées. Dans notre exemple, AM et CSM sont des quantités liées car tous deux produits en série à partir des scories. Seule une approche du site industriel dans sa globalité permet d'évaluer les possibles améliorations environnementales.

B. L'opportunité de l'ACV prospective territoriale

Une ACV prospective territoriale résoudrait les limites de l'étude ACV à l'échelle produit. En ACV prospective, la modélisation du système s'opère en projetant dans le futur le premier plan du système (i.e. le procédé innovant) et l'arrière-plan (i.e. le monde futur dans lequel le procédé innovant interagira) (Arvidsson et al., 2018). Peuvent être intégrées dans le premier plan les évolutions technologiques potentielles, afin d'étudier quelle direction le procédé devrait prendre.

La projection du procédé sur un territoire défini est alors primordiale. Ainsi, les évolutions potentielles sont adaptées au terrain : l'exploitation d'une source d'énergie locale, les limites des gisements, les relations physiques entre les quantités de produits, et les volumes de marchés. Une analyse de coûts et de flux de matières sur le territoire doit être réalisée en ce sens. De cette manière, la pertinence environnementale du procédé innovant est convenablement estimée et des leviers d'action peuvent être identifiés pour améliorer la suite de son développement.

III. Résultats sur chaque voie de production de ciment

Sont comparées à un ciment Portland ordinaire (CEM I) les deux voies de production de ciment à partir de scories carbonatées : le CSM et un ciment avec 40% d'AM, 40% étant la substitution à viser dans le futur pour atteindre les objectifs climatiques de l'accord de Paris (Cao et al., 2021). Le ciment avec AM et le CSM proposent des performances environnementales meilleures que le produit conventionnel grâce à certains scénarios. Évalués sur la méthode ILCD 2.0 2018 midpoint, les meilleurs scénarios sont identifiés comme ceux dont le nombre maximum d'indicateurs d'impact respecte la contrainte d'avoir une valeur obtenue pour le produit innovant inférieure à celle du produit conventionnel concurrent. Ainsi, pour le CSM, 13 scénarios parmi les 216 possibles respectent la contrainte pour 12 des 16 impacts de la méthode ILCD. Pour le ciment avec AM, 8 scénarios sur l'ensemble initial des 108 possibles, respectent la contrainte pour la totalité des 16 indicateurs d'impacts. Parmi les meilleurs scénarios identifiés, les points communs sont de concentrer le CO_2 des fumées captées (i.e. ne pas utiliser les fumées brutes car le besoin en compression entraîne une surconsommation d'énergie trop importante), de privilégier le gaz comme combustible pour le séchage et la calcination, et de cibler les marchés de proximité (ne pas viser le marché japonais) afin de réduire les émissions liées au transport. Bien que les énergies

renouvelables devraient augmenter à l'avenir dans les mix électriques et donc réduire l'impact environnemental de production du kWh, la bonne performance de ces scénarios est grandement tributaire d'une réduction de la consommation électrique à l'étape de la minéralisation. Ainsi, dans le cas du CSM, la consommation actuelle par kg de produit à l'échelle du laboratoire) devra être divisée au minimum par trois à l'échelle industrielle.

IV. Conclusion

Une nouvelle démarche d'Analyse de Cycle de Vie est proposée pour étudier la performance environnementale d'un produit innovant. Elle repose sur la projection du procédé dans un futur donné et sur un territoire précis, permettant une analyse pertinente du système et de ses alternatives potentielles. Des leviers d'action sont également identifiables afin d'améliorer le procédé en développement, comme montré dans l'application. Ainsi, la production de ciment à partir de scories de nickel carbonatées a un réel potentiel pour proposer des matériaux de construction à impact environnemental réduit. Les meilleures alternatives pour la mise en place de l'industrie sont identifiées. Une réduction de la consommation électrique est capitale pour la réussite du projet. Une étude subsidiaire est prévue pour évaluer, sur les meilleurs scénarios préalablement identifiés, l'industrie dans sa globalité (i.e. la production simultanée des co-produits) et déterminer avec précision sa relation avec les gisements territoriaux.

REFERENCES

Andrew, R.M., 2018. Global CO2 emissions from cement production. Earth Syst. Sci. Data 10, 195–217. https://doi.org/10.5194/essd-10-195-2018

Arvidsson, R., Tillman, A., Sandén, B.A., Janssen, M., Nordelöf, A., Kushnir, D., Molander, S., 2018. Environmental Assessment of Emerging Technologies: Recommendations for Prospective LCA. J. Ind. Ecol. 22, 1286–1294. https://doi.org/10.1111/jiec.12690

Bourgeois, F., Laniesse, P., Cyr, M., Julcour, C., 2020. Definition and Exploration of the Integrated CO2 Mineralization Technological Cycle. Front. Energy Res. 8, 17. https://doi.org/10.3389/fenrg.2020.00113

Cao, Z., Massanet, E., Tiwari, A., Akolawala, S., 2021. Decarbonizing Concrete: Deep decarbonization pathways for the cement and concrete cycle in the United States, India, and China. Industrial sustainability analysis lab - Climateworks foundation.

Julcour, C., Bourgeois, F., Bonfils, B., Benhamed, I., Guyot, F., Bodénan, F., Petiot, C., Gaucher, É.C., 2015. Development of an attrition-leaching hybrid process for direct aqueous mineral carbonation. Chem. Eng. J. 262, 716–726. https://doi.org/10.1016/j.cej.2014.10.031

Material Economics, 2019. Industrial Transformation 2050 - Pathways to Net-Zero Emissions from EU Heavy Industry.

United Nations Environment Programme, 2020. Global Status Report for Buildings and Construction: Towards a Zero-emission, Efficient and Resilient Buildings and Construction Sector.

Ventura, A., 2022. Valorisation des déchets et bénéfices environnementaux : un long fleuve pas si tranquille. Acad. J. Civ. Eng. 10.

Ventura, A., Antheaume, N., 2019. Environmental assessment of carbon capture and utilization: a new systemic vision – application to valorization of nickel slags, in: Djerbi, A., Omikrine-Metalssi, O., Fen-Chong, T. (Eds.), Proceedings of the International Workshop CO2 Storage in Concrete. Presented at the CO2 storage 2019, IFSTTAR, Marne La Vallée, France, pp. 73–79.

Comportement à Haute Température des Blocs en Pierres Calcaires Utilisées dans les Monuments Historiques

Ayoub Daoudi[1], Javad Eslami[1], Anne-Lise Beaucour[1], Martin Vigroux[1], Albert Noumowé[1]

[1] *CY Cergy Paris Université, Laboratoire de Mécanique et Matériaux du Génie Civil, EA4114, F-95000 Cergy-Pontoise, France*

RESUME cette étude s'intéresse au comportement à haute température de 6 pierres calcaires couramment utilisées dans les monuments historiques. L'objet de l'étude est de confronter le comportement à haute température à l'échelle du matériau (8*Φ4 cm) (Vigroux et al., 2021), et à l'échelle du bloc (12*30*30 cm). Afin d'évaluer l'effet du gradient thermique, des essais d'écaillage ont été réalisés ; des blocs de pierre ont été chauffés jusqu'à 650 °C à une vitesse de 9 °C/min. A l'issue de l'essai de chauffage, et pour les 6 pierres étudiées, l'évaluation visuelle de l'état des blocs montre un comportement différent de celui observé à l'échelle du matériau. L'on s'affranchit de l'effet de structure en limitant le gradient thermique dans la pierre. La composition minéralogique et la microstructure des pierres calcaires induisent des différences notables dans leur endommagement (Vigroux et al., 2021), tandis que les propriétés mécaniques de la pierre ont plus d'influence sur leur comportement à l'échelle du bloc.

Mots-clefs haute température, gradient thermique, écaillage, pierre calcaire, échelle du bloc.

I. INTRODUCTION

Le feu est considéré comme l'un des risques majeurs de la détérioration des ouvrages en génie civil, notamment les édifices historiques (Sciarretta et al., 2021) ; l'incendie dévastateur qui a touché la cathédrale Notre-Dame de Paris en 2019 a suscité des études scientifiques quant au comportement de la maçonnerie en pierres calcaires à haute température. Cette étude s'intéresse à l'évaluation de l'endommagement de blocs de 6 types de pierres calcaires portés à une température élevée. Une étude antérieure a porté sur la caractérisation de ces mêmes pierres après chauffage d'éprouvettes cylindriques (8*Φ4 cm) (Vigroux et al., 2021). L'objectif de ce travail est de compléter la précédente étude et de comparer le comportement thermomécanique de ces pierres à deux échelles (à l'échelle du matériau 8*Φ4 cm et à l'échelle du bloc 12*30*30 cm).

II. ETUDE EXPERIMENTALE

Les 6 types de pierres calcaires de l'étude sont choisis afin de considérer une large gamme de propriétés physiques, mécaniques et microstructurales. Obtenues sur des éprouvettes cylindriques. Les pierres de Massangis (MA) et Euville (EUV) se distinguent par leur forte sensibilité thermique liée à leur importante taille des grains. La pierre de Saint Maximin (MX)

contient également de quartz (~15%) témoigne d'un endommagement prononcé à 600 °C dû à la dilatation thermique différentielle de ses deux minéraux constitutifs. Les pierres de Savonnières (SA) et Lens (LS) présentent une chute des propriétés mécaniques similaire à 600 °C, mais plus importante que la pierre de Migné (MI). Pour la pierre de MI, la distribution homogène de ses grains et sa forte cimentation lui assure une stabilité thermique plus importante par rapport à l'ensemble des pierres étudiées (Vigroux et al., 2021).

Des essais de chauffage unidirectionnel ont été réalisés sur des blocs en pierres de dimensions 12*30*30 cm à l'aide d'un four électrique. Le cycle de chauffage-refroidissement est constitué d'une montée en température jusqu'à 650 °C à une vitesse de chauffage de 9 °C/min, suivie d'un palier où la température est maintenue constante pendant 2 heures, et une phase de refroidissement modulée par l'inertie du four. Chaque bloc est disposé dans le four, depuis une ouverture dans sa partie inférieure, de façon à ce que la chaleur se répartisse de la face supérieure exposée à la chaleur vers la face inférieure en contact avec l'air ambiant. L'évolution de la température est enregistrée suivant la hauteur du bloc à l'aide des thermocouples implantés sur les faces chauffée et non-chauffée, ainsi que dans le bloc à 3 cm, 6 cm et 9 cm de la face chauffée (figure1).

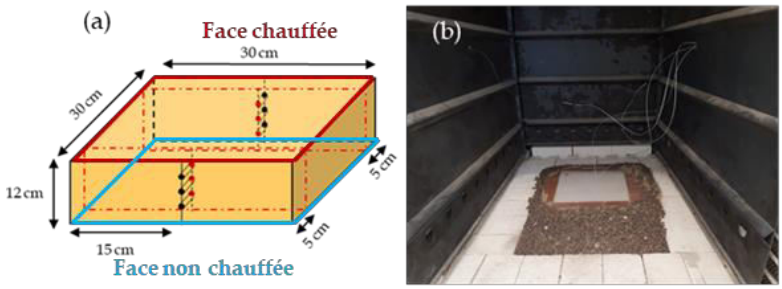


FIGURE 1. (a) Positions des thermocouples dans un bloc le long de son épaisseur, (b) vue intérieure du bloc au four

III. RESULTATS ET DUSCUSSION

L'inspection visuelle de l'état des blocs après chauffage a permis de classer les 6 pierres calcaires selon leur sensibilité thermique en deux groupes. La figure 2 illustre un exemple de bloc chauffé à 600 °C pour chaque groupe ; après 30 min de la récupération du bloc du four. Des fissures horizontales (à 4 cm de la face chauffée) et verticales (à mi- longueur de la face latérale) ont été observées sur les faces latérales des blocs de MI, SA et MX. Les pierres de MA, LS et EUV présentent seulement des fissures verticales de plus petites tailles que dans le cas du premier groupe.

Afin d'investiguer un éventuel endommagement à l'intérieur des blocs, une sollicitation mécanique était par la suite appliquée ; elle consiste à exercer des chutes de masse en caoutchouc sur la face chauffée des blocs (avec une hauteur de chute inférieure à 15 cm). Sous cette légère sollicitation mécanique, les blocs de MI, SA et MX ont montré une rupture horizontale généralisée (au même endroit des fissures horizontales observées sur les faces latérales) et une rupture verticale en quatre parties identiques et une partie centrale sous forme de losange (figure 3). Les blocs de MA, LS et EUV sont restés intacts suite à l'application de la légère sollicitation mécanique. Une sollicitation plus sévère a ensuite été appliquée ; elle consiste à soulever le bloc

depuis l'un de ses côtés à une hauteur de 15 cm environ et puis à libérer la partie soulevée de façon à ce que tout le bloc subisse un brusque choc mécanique. Suite à l'application de cette sollicitation mécanique, les blocs de MA, LS et EUV ont été rompus en quatre pièces identiques selon leurs deux axes de symétries perpendiculaires à la face chauffée. Néanmoins, on remarque l'absence de la rupture horizontale.

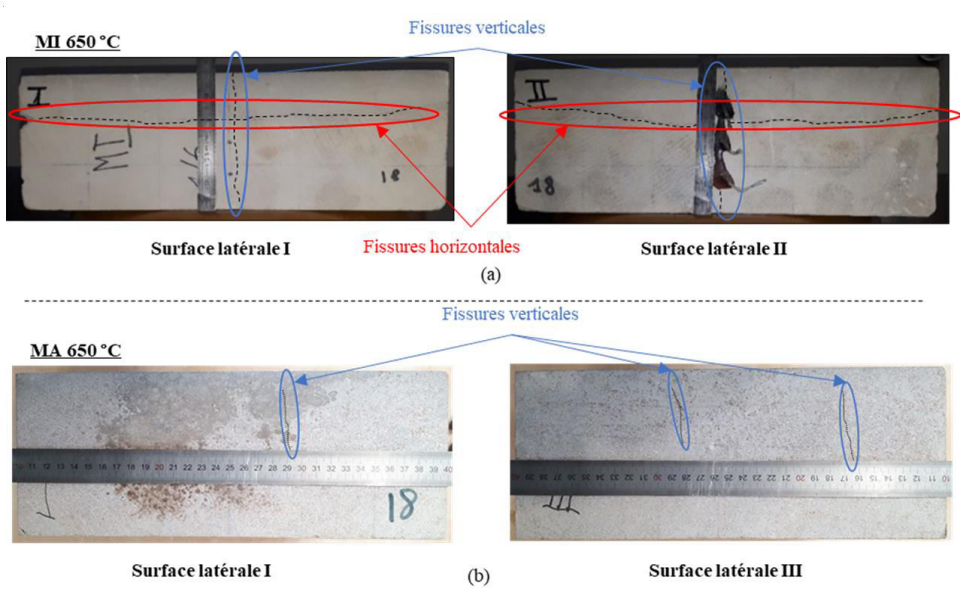


FIGURE 2. Faces latérales des blocs après chauffage à 650 °C ; (a) MI, (b) MA

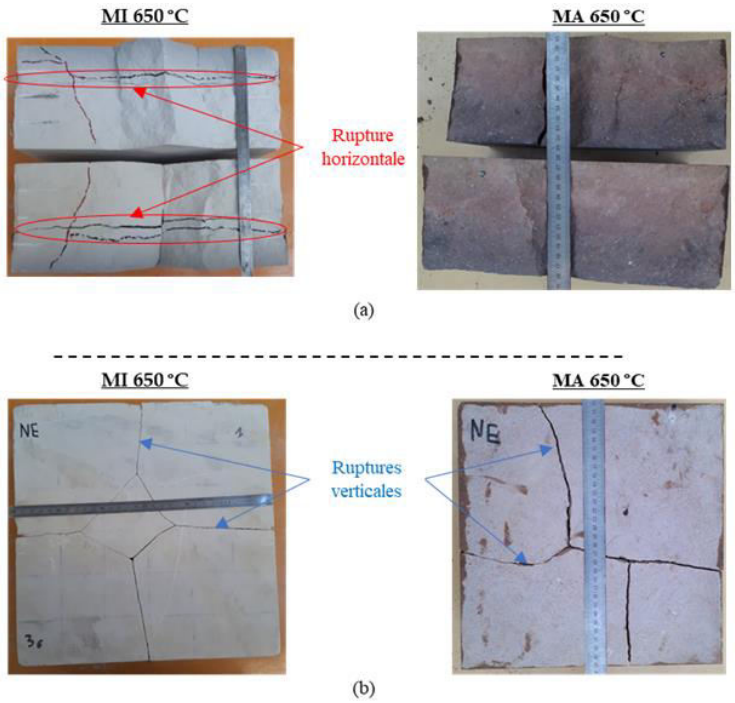


FIGURE 3. Rupture des blocs de MI et MA chauffés après l'application d'une sollicitation mécanique ; (a) vue transversale, (b) vue en plan

La figure 4.a présente l'évolution de la température le long de la hauteur du bloc de MX (de la face chauffée à la face non chauffée) en fonction du temps. La similitude de l'évolution de la température enregistrée sur les deux faces latérales opposées du bloc confirme la symétrie des conditions aux limites thermiques tout autour du bloc.

La figure 4.b montre, pour les 6 pierres calcaires, les profils de température dans les blocs lorsque la température sur la face chauffée atteint 500 °C. Le gradient thermique est beaucoup plus élevé sur les 3 premiers cm de la face chauffée. Une diminution du gradient thermique se produit à partir de 6 cm de la face chauffée, jusqu'à atteindre des valeurs très faibles proche de la face non chauffée. Il convient de remarquer que dans le cas du premier groupe des pierres (MI, SA et MX) la rupture horizontale se produit à 4 cm de la face chauffée avec un gradient thermique très élevé. Il faut également noter que le gradient thermique est plus élevé pour les pierres du premier groupe vu leurs faibles valeurs de conductivité thermique.

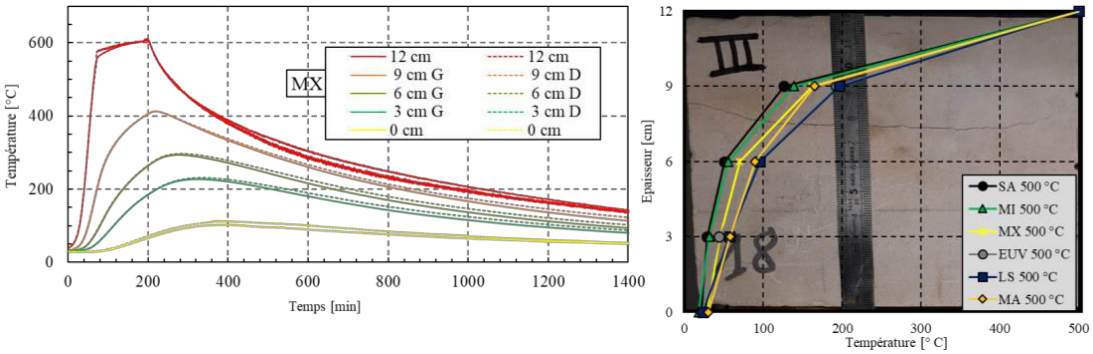


FIGURE 4. (a) Evolution de la température le long de la hauteur du bloc de MX sur ses deux faces latérales opposées, (b) Profils de température des pierres dans le bloc à 500 °C sur la face chauffée

IV. CONCLUSION

Les essais de chauffage réalisés sur les blocs des 6 pierres calcaires étudiées montrent un comportement différent de ce qui a été observé à l'échelle du matériau (Vigroux et al., 2021). A l'échelle du matériau, les incompatibilités de déformation à hautes températures liées à la présence des minéraux secondaires dans la pierre constituent le mécanisme d'endommagement prédominant. Suite à un chauffage plus rapide (avec une vitesse de 9 °C/min) des blocs de pierres, deux groupes de pierres sont distingués selon leur stabilité thermique. Les blocs de SA, MI et MX ont été sévèrement endommagés ; il s'agit d'une rupture horizontale à 4 cm de la face chauffée et une rupture verticale sur la face chauffée suivant ses deux axes de symétrie. Les blocs de MA, LS et EUV présentent le moins d'endommagement ; seule la rupture verticale à la face chauffée a été observée. Le premier groupe de pierres (SA, MI et MX) présente, avant chauffage, des faibles valeurs de résistance mécanique (R_T < 2,7 MPa) par rapport au deuxième groupe de pierres (3,5 < R_T < 8,7 MPa). En effet, lors de chauffage de bloc, la couche proche de la face chauffée subit une dilatation thermique très importante à cause de l'augmentation brutale de la température. La déformation thermique est néanmoins empêchée par la partie inférieure du bloc avec une augmentation de la température moins importante et par conséquent une dilatation thermique plus modérée. Cette déformation thermique empêchée génère une contrainte en compression proche de la face chauffée et une contrainte en traction proche de la face non chauffée avec un pic

en contrainte de traction à 3-4 cm de la face chauffée. Cette contrainte de traction peut dépasser la résistance en traction de la pierre et générer ainsi l'endommagement du bloc.

A l'échelle du matériau, les paramètres tels que la taille des grains, la composition minéralogique, et la texture, semblent avoir beaucoup d'influence sur la stabilité thermique des pierres. Le comportement à haute température de la pierre à l'échelle du bloc semble régi par sa classe de résistance mécanique et sa conductivité thermique.

REFERENCES

Sciarretta, F., Eslami, J., Beaucour, A.-L., Noumowé, A., 2021. State-of-the-art of construction stones for masonry exposed to high temperatures. Constr. Build. Mater. 304, 124536. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124536

Vigroux, M., Eslami, J., Beaucour, A.-L., Bourgès, A., Noumowé, A., 2021. High temperature behaviour of various natural building stones. Constr. Build. Mater. 272, 121629. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121629

Covalorisation des granulats de béton recyclés et des sédiments de dragage pour une application en couche de forme

Abriak Y.[1], Maherzi W.[1], Benzerzour M.[1], Rivard P.[2]

[1]*IMT Nord Europe, Université de Lille, France*
Institut Mines Telecom, LGCgE-GCE, 941 rue Charles Bourseul, 59500 Douai, France
[2]*Université de Sherbrooke, Canada*
Email: yassine.abriak@imt-nord-europe.fr

ABSTRACT

Afin de parer à la raréfaction des matières premières nécessaires à la construction mais également de limiter la quantité de gaz à effet de serre liée à l'extraction de ces matières. Ce travail vise à utiliser des matières premières secondaires dans le but de réduire la consommation des ressources. Dans ce contexte nous avons réalisé des formulations à base de granulats de béton recyclés et de sédiments de dragage. Elles seront destinées à la réalisation d'une couche de forme. Une caractérisation physique, géotechnique a été réalisée sur les sédiments de dragage et sur les granulats de béton recyclés. Trois formulations ont été réaliser ainsi qu'une formulation à base de 100 % sédiments (100S). La première est constituée de 20 % de sédiment de dragage et de 80 % de granulats de béton recyclés (20S80G), la seconde de 30 % sédiments de dragage et 70 % de granulats de béton recyclés (30S70G) et la troisième de 50 % de sédiments de dragage et 50 % granulats de béton recyclé (50S50G) de sédiments de dragage. Les essais géotechniques ont montré que la formulation 20S80G atteint les caractéristiques à court terme pour une utilisation en couche de forme. Les essais ont montré que les trois formulations ainsi que la formulation témoin sont aptes au traitement.

Mots-clés Sédiments de dragage, gravats de démolition, route, couche de forme, matériaux alternatifs, matières premières secondaires, économie circulaire, granulats de béton recyclé

I. INTRODUCTION

Ces dernières années, l'extraction des matières premières du BTP s'est accrue. En cause l'augmentation considérable des besoins mondiaux en matière première. De ce fait il en résulte une diminution drastique de ces ressources non renouvelables. Outre un coût économique important dû à la rareté de ces matières, il y a surtout un impact environnemental dû à la génération de grandes quantités de déchets pendant la construction ou après la déconstruction des ouvrages. Aujourd'hui l'exploitation unique de ces matières n'est plus envisageable. Dans ce contexte, cette étude a pour démarche la réalisation de mélange à base de granulats de béton

recyclés (GBR) et de sédiments de dragage (formulation) en vue d'une caractérisation physique et géotechnique. L'objectif sera de juger de l'acceptabilité des caractéristiques à court terme (indice portant immédiat et aptitude au traitement) pour une utilisation en couche de forme.

II. MATÉRIAUX ET MÉTHODES

A. Matériaux

1. Sédiments de dragage : Les sédiments utilisés proviennent du bassin d'Arcachon et ont été fournis par l'entreprise Néo-Eco
2. GBR : Les GBR utilisés proviennent d'un chantier de déconstruction situé dans les Haut-de-France. Un big-bag de granulométrie 0/20 nous a été fourni par l'entreprise Néo-Eco puis un tamisage à 6 mm a été réalisé afin de travailler avec la granulométrie 0/6.
3. Ciment : Liant hydraulique routier VDS avec une composition de clinker, de laitier de haut fourneau et un refus à 90 µm inférieur à 15 %.

B. Méthode expérimentale

Les GBR et les sédiments de dragage ont été caractérisés selon les recommandations des guides en vigueur pour les études de terrassement routier (Guide technique de réalisation des remblais et des couches de forme (GTR, 1992)), la granulométrie laser (NF ISO 13320-1),), la granulométrie par tamisage (NF EN 933-2), la teneur en matière organique (XP P94-047), la valeur au bleu de méthylène (PR NF EN 17542-2) ont été déterminées. Par la suite l'essai Proctor et de portance immédiate (NF EN 13286-47), ainsi que l'essai au bleu de méthylène, de granulométrie laser (NF ISO 13320-1), de granulométrie par tamisage (NF EN 933-2) ont été réalisés afin de classifier les différentes formulations à partir du GTR. Suite aux essais de caractérisation et de classification des matériaux étudiés, un traitement aux liants hydrauliques a été défini sur la base des recommandations du GTS (2000). Les essais d'aptitude aux traitements ont été réalisés sur les différentes formulations selon la norme (NF P94-100). Des éprouvettes cylindriques de dimension 5x5 cm ont été confectionnées. Trois éprouvettes sont destinées à la mesure du gonflement volumique et trois autres à la mesure de la résistance en compression diamétrale (NF EN 13286-42) et cela pour chaque formulation.

C. Préparation des formulations

Pour étudier la possibilité d'utilisation en couche de forme du mélange GBR/sédiment de dragage, 3 formulations à base de GBR et sédiments de dragage et 1 formulation à base de sédiments ont été réalisées. Chaque formulation est traitée avec 1 % chaux vive et 7 % de liant routier.

TABLE 1. **Composition (% massique)**

	Granulats de béton recyclés	Sédiments de dragage	Chaux vive	Liant routier
20S80G	74.1	18.5	0.9	6.5
30S70G	46.3	46.3	0.9	6.5
50S50G	64.8	27.8	0.9	6.5
100S	92.6	0	0.9	6.5

III. RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

Le GTR (1992) définit la classe des matériaux utilisables en remblais et en couches de formes. La classification se fait sur la base de la connaissance des caractéristiques du matériau évoqué dans le tableau 2. Les sédiments de dragage ont une teneur en matières organiques comprise entre 3 et 10 %, ils font partie de la sous-classe F11.Selon les résultats de la caractérisation (tableau 2), les sédiments de dragage peuvent être assimilés aux sols de la classe A1, qui contient les sols limoneux peu plastiques et les silts alluvionnaires. Quant au GBR ils sont classés comme F71 car ce sont des matériaux de démolition mais peuvent être assimilé à un sol B5 qui correspond aux sables et graves très silteux.

La caractérisation physique des sédiments a montré une teneur en matière organique de 7,35 (tableau 2). Il a été montré par Hilt et Davidson (1960)**[1]**, Eades et Grim (1966)**[2]** que la matière organique peut avoir un effet sur l'action initiale de la chaux sur les argiles (floculation/agglomération) et inhiber la réaction pouzzolanique. C'est pour cela qu'un prétraitement à la chaux est nécessaire afin de la rendre disponible aux réactions. L'essai du point de fixation de la chaux a été réalisé (FprCEN/TS 17693-1) afin de déterminer le pourcentage de chaux vive nécessaire afin d'atteindre un pH de 12.4. Dans cette étude les sédiments ont été prétraités avec 3 % de chaux vives avant leurs incorporations dans les formulations.

D'après les caractéristiques géotechniques et physiques des différentes formulations ainsi que du GTR nous pouvons classer nos différents mélanges non traités en sol B5 (tableau 2) qui correspond aux sables et graves très silteux. Pour une couche de forme le GTS nous préconise un IPI minimum de 20 pour un sol B5 et un traitement composé de 1 % de chaux vives et 7 % de liant routier. Le traitement a fait augmenter la densité sèche optimale et a fait baisser la teneur en eau optimale des formulations. De plus l'IPI a considérablement augmenté pour les 4 formulations. Comme le montre le tableau 3 montre les trois formulations à base de GBR et de sédiments de dragage sont adaptées au traitement.

VI. CONCLUSIONS

Dans cette étude nous avons présenté les résultats de caractérisation des sédiments bruts et des GBR ainsi que celle des différentes formulations. D'après l'étude de caractérisation physique et géotechnique des sédiments de dragage du bassin d'Arcachon, il s'avère qu'on est en présence de matériaux très fins avec une fraction organique assez présente (3<MO>10 %). Selon les critères de base du GTS (2000) leur utilisation à l'état brut parait impossible. Un traitement au liant

hydraulique et à la chaux doit être préconisé. Les différentes formulations à base de GBR et de sédiments de dragage ont été classées B5. Un traitement avec 1 % chaux et 7 % de liant hydraulique a été réaliser. Les résultats ont permis de montrer que les différentes formulations sont aptes au traitement. Cette étude à montrer que les caractéristiques géotechniques sont encourageantes pour la covalorisation des GBR et des sédiments de dragage en couche de forme. Pour la suite de l'étude il faudra s'intéresser aux caractéristiques mécaniques à long terme notamment l'âge autorisant la circulation, la résistance à l'immersion au jeune âge, la résistance au gel afin de savoir si la valorisation en couche de forme est possible.

TABLE 2. Caractérisation physique et géotechnique des matériaux et des mélanges avant (A) et après traitement (B)

Caractéristiques	100S		100G	20S80G		30S70G		50S50G	
	A	B		A	B	A	B	A	B
Teneur en eau initiale (%) à 105 °C	38		4.78						
Matière organique (%)	7.35		3.49						
Bleu de méthylène (g/100 g)	1.53		0.17	0.57		0.84		0.98	
Grain < 80µm (% massique)	46.08		26.14	19.16		23.56		32.37	
Grain >2mm (% mass)	6.6		14.14	23.23		21.15		16.99	
Teneur en eau optimale (%)	28.7	33.96		23	20.5	25.2	23.2	28	25.7
Densité sèche optimale (g/cm³)	1.37	1.34		1.56	1.60	1.50	1.58	1.44	1.53
IPI (%)	10.67	19.48		9.45	23.91	4.91	14.06	6.77	16.53
Classification GTR assimilé	A1		B5	B5		B5		B5	

TABLE 3. Aptitude aux traitements des mélanges

	Gonflement	Critère	Traction indirecte	Critère	Aptitude au traitement
20S80G	1 % ±0.01	< 5	0.27 ±0.01	>0.2	Adapté
30S70G	1 %	< 5	0.23 ±0.02	>0.2	Adapté
50S50G	2 % ±0.03	< 5	0.22 ±0.03	>0.2	Adapté
100S	4%±0.01	<5	0.11 ± 0.02	>0.2	Douteux

REFERENCES

[1] G. H. Hilt et D. T. Davidson, « Lime fixation in clayey soils », *Highway Research Board Bulletin*, nº 262, Art. nº 262, 1960.

[2] J. L. Eades et R. E. Grim, « A quick test to determine lime requirements for lime stabilization », *Highway research record*, nº 139, Art. nº 139, 1966.

Effet du dosage du ciment et de la taille des granulats sur les propriétés d'un béton drainant

KHEZZANE A[1, 2], GHORBEL E[1], BENOUIS A[2].

[1] *L2MGC, CY Cergy Paris Université, 5 Mail Gay-Lussac, Neuville-sur-Oise, 95031 Cergy-Pontoise*

[2] *LGCH, Université 8 Mai 1945 Guelma, BP 401, 24000 Guelma, Algérie*

RESUME

L'objectif de ce travail est d'étudier l'effet du dosage en ciment et de la taille des granulats (D_{max}) sur les propriétés du béton drainant. Deux gravillons de classes granulaires différentes (4/10 mm et 6.3/20 mm) et deux dosages en ciment (250 et 300 Kg/m^3) ont été utilisés. Le but est de trouver un compromis entre deux paramètres contradictoires qui sont la résistance mécanique à la compression et la perméabilité à l'eau. Les bétons drainants ont été caractérisés à l'état frais (affaissement) et à l'état durci (perméabilité, porosité et résistance mécanique). Les résultats ont montré que le D_{max} est un paramètre crucial influençant les propriétés des bétons obtenus. Concernant l'état frais, un D_{max} faible, couplé à un dosage en ciment faible, entraînent une meilleure ouvrabilité. Concernant l'état durci, un D_{max} faible, couplé à un dosage en ciment élevé, induisent une porosité et une perméabilité à l'eau faibles, tandis que la résistance mécanique et la densité du béton sont augmentées élevée.

Mots-clefs Béton drainant, granulométrie, perméabilité à l'eau, résistance à la compression.

I. INTRODUCTION

Les sols extérieurs dans les zones urbaines sont souvent recouverts avec des matériaux qui empêchent l'infiltration des eaux pluviales vers les nappes phréatiques, ce qui engendre des risques d'inondations en raison de la réduction des surfaces perméables. L'utilisation de béton drainant pour les pavés extérieurs peut réduire ce problème grâce à son système de pores interconnectés. Plusieurs travaux de recherches ont été effectués afin d'optimiser les formulations des bétons drainants et assurer une meilleure performance en termes de résistance mécanique et de perméabilité. Huang et al., (2020) ont étudiés l'effet de la nature des granulats sur les propriétés des bétons drainants. Ils ont trouvé que la résistance à la compression et la perméabilité sont plus élevées pour les granulats de type dolérite par rapport aux granulats de type granite. Xu et al., (2021) ont montré que les granulats de grande taille peuvent améliorer la résistance et l'énergie de rupture du béton drainant. (Yu et al., 2019) ont étudié la relation entre la taille des granulats, l'épaisseur de la pâte de ciment et la résistance à la compression. Ils ont montré que la résistance à la compression augmente significativement avec l'augmentation de la taille des granulats, et aussi avec l'augmentation de l'épaisseur de la pâte de ciment qui entoure les gravillons. Cependant, Ćosić et al., (2015) ont montré que la diminution de la taille des granulats conduit à une résistance plus élevée. L'objectif de cette étude est d'optimiser une formule de béton drainant pour obtenir des performances optimales en termes de résistance mécanique et de perméabilité. Pour atteindre ces

objectifs nous proposons de faire varier le dosage en ciment et la valeur de Dmax. A noter que l'obtention d'une résistance maximale et d'une perméabilité élevée est difficile à atteindre.

II. MATERIAUX ET METHODE EXPERIMENTALE

Un sable (0/5mm) et deux types de gravillons (4/10 de type calcaire et 6.3/20 de type silico-calcaire) sont utilisés dans cette étude. Un ciment portland CEM I (52.5 N). Les courbes granulométriques, les coefficients d'absorptions (W_{A24h}), la porosité (n) et la densité (ρ) du sable et des gravillons sont présentée dans la figure 1. On remarque que les deux gravillons ont des propriétés physiques assez proches.

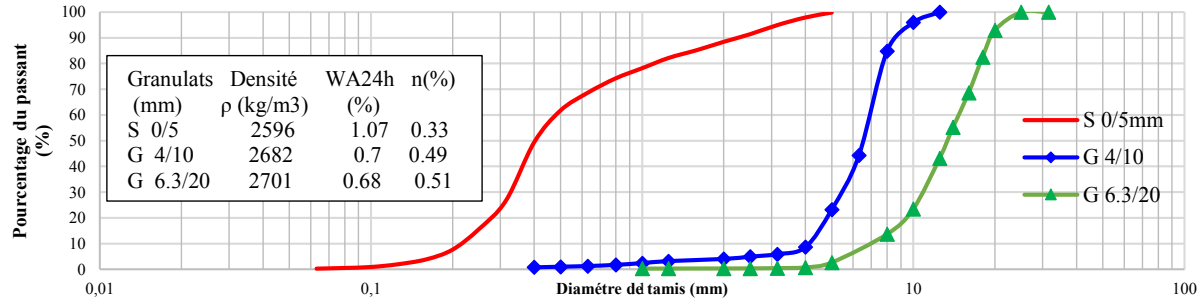


FIGURE 1. Courbes granulométriques

Les différents bétons sont formulés selon les recommandations de (ACI PRC-522-10,2011) qui impose : une taille des pores variant de 2 à 8 mm, une teneur en vides entre 15 et 35 %, un rapport S/G tel que $0 \leq S/G \leq 1.1$, un rapport E/C tel que $0.27 \leq E/C \leq 0.40$, des résistances moyennes à la compression entre 2,8 et 28 MPa, une perméabilité à l'eau entre 81 à 730 l/min/m2.

Afin de d'étudier l'effet de Dmax et du dosage en ciment, plusieurs formules sont testées (tableau1). Deux dosages en ciment ont été sélectionnés en imposant un dosage inférieur à la valeur minimale recommandée par l'*ACI PRC-522-10,2011* ainsi que deux valeurs de Dmax. Le pourcentage des vides, V_v, a été imposé 15%. Les dosages volumiques des différents constituants sont alors calculés avec en respectant l'équation 1

$$1 = \frac{Mc}{\rho c} + \frac{MG}{\rho G} + \frac{Ms}{\rho s} + Veau + Vv \qquad (1)$$

Une fois la fabrication terminée, les échantillons sont conservés dans l'eau à 25°C pendant 28 jours (figure 2).

TABLEAU 1. **Les proportions du mélange du béton drainant.**

Béton	D_{max} (mm)	Gravillon M_G(Kg/m3)	Sable M_s(kg/m3)	Ciment M_c(kg/m3)	Eau (kg/m3)	(E/C) Volumique	(S/G) Volumique
ACI				**270-400**		**0.27-0.40**	**0 - 1.1**
$BDC_{250}G_{10}$	10	1718,83	123.84	250	90		
$BDC_{250}G_{20}$	20	1718,79	123.84	250	90		
$BDC_{300}G_{10}$	10	1643,66	123,84	300	108	0.36	0.078
$BDC_{300}G_{20}$	20	1655,713	123,84	300	108		

L'essai d'affaissement est réalisé selon la norme [EN 12350-2]. Les essais de compression Rc (Mpa) sont réalisés selon les normes [EN 12390-3]. La porosité P (%) et la masse volumique apparente à 28 jours Mv (kg/m³) des bétons drainants sont évaluées selon la norme [ASTM C1754/C1754M–12].

La perméabilité des bétons est mesurée à l'aide d'un dispositif de perméabilité à charge constante *(Pieralisi et al., 2017)*. La perméabilité K (mm/s) est estimée en utilisant la loi de Darcy (équation 2).

$$K = \frac{V\,L}{h\,S\,t} \qquad (2)$$

Avec V(mm³) est le volume d'eau qui traverse verticalement l'éprouvette cylindrique (11x22 cm) pendant une durée de 60 secondes (t=60), L est la hauteur de l'éprouvette (220 mm), S est la section de l'éprouvette et h(mm) est la hauteur constante de l'eau (h=440 mm).

III. RESULTATS

La figure 3 montre que l'affaissement diminue avec l'augmentation de D_{max} pour un dosage de ciment donné, La diminution de l'affaissement quand Dmax augmente peut s'expliquer par la géométrie des granulats plus angulaire pour le 6.3/20. Pour un D_{max} donné l'ouvrabilité du béton drainant diminue quand le dosage de ciment augmente. Tous les bétons drainants formulés sont de classe S2. Il apparait que l'ouvrabilité est améliorée pour un D_{max} le plus faible et le dosage en ciment le moins important (pour E/C constant). Ces résultats devraient être confirmés avec d'autres valeurs de D_{max} et de C.

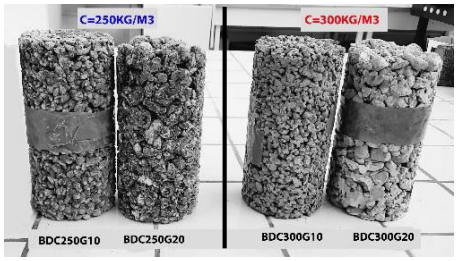


FIGURE 2. Les échantillons du béton drainant

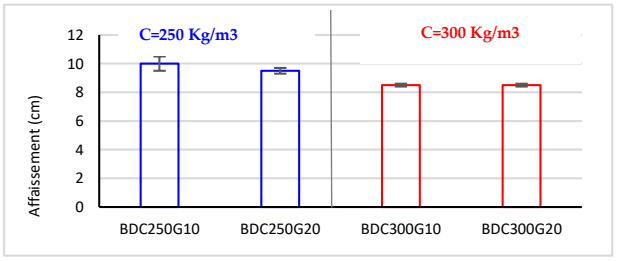


FIGURE 3. Affaissement des bétons drainant

La perméabilité et la porosité sont des paramètres clés pour les bétons drainants. La figure 4 présente les résultats de la perméabilité et de la porosité des différents bétons drainants testés. On remarque que la porosité et la perméabilité augmentent avec l'augmentation de D_{max} pour les deux dosages en ciment. Par contre, pour un D_{max} donné ces deux paramètres diminuent avec l'augmentation du dosage en ciment. Ceci est imputé au volume des granulats plus important pour $BDC_{250}G_{Dmax}$ que pour $BDC_{300}G_{Dmax}$. On en conclue que la perméabilité à l'eau est d'autant plus importante que le dosage en ciment est plus faible et D_{max} est plus important. Ces conclusions devraient être confirmés. Par ailleurs, une relation univoque existe entre la perméabilité et la porosité des bétons drainants formulés (figure 5).

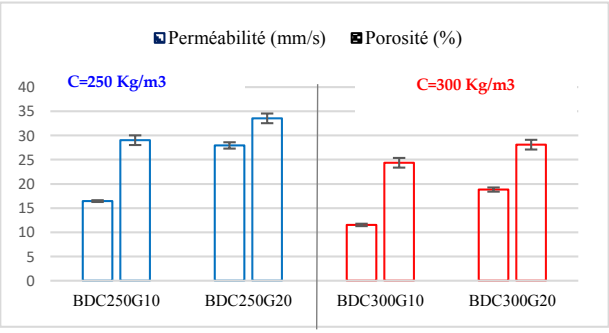


FIGURE 4. Perméabilité et porosité des bétons drainants testés

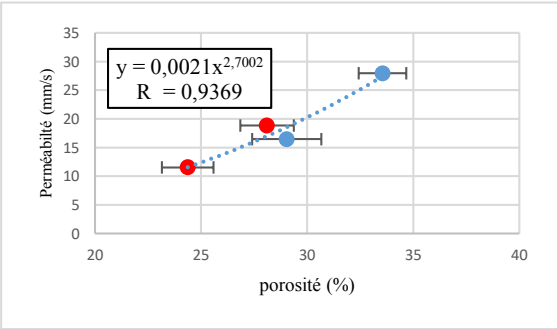


FIGURE 5. Variation de la perméabilité des bétons drainant en fonction de leurs porosités

Les résistances à la compression à 28 jours des différentes formules sont reportées à la figure 6. On observe que pour un dosage de ciment le plus faible, la diminution de la résistance à la compression est plus élevée quand D_{max} augmente, cela peut être expliqué par un volume de pâte plus élevé à l'origine de concentrations de contrainte, dues à la présence d'inclusions moins importantes. Il en est de même pour l'évolution de la densité (figure 7). L'évolution de la résistance à la compression à 28 jours s'explique par l'évolution de la perméabilité à l'eau. D'ailleurs une relation linéaire existe entre ses deux propriétés (figure 8). De même une relation est établie entre les résistances à la compression et de la masse volumique des bétons testés (Figure 9). Ces résultats devraient être confirmés en testant d'autres formules de béton drainant.

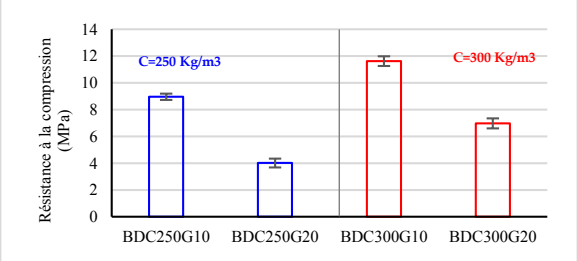


FIGURE 6. Rc des bétons drainants

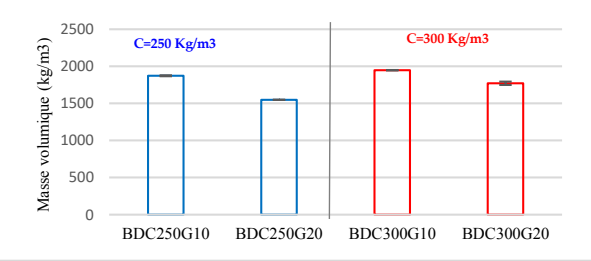


FIGURE 7. Mv à 28 jours des bétons drainants

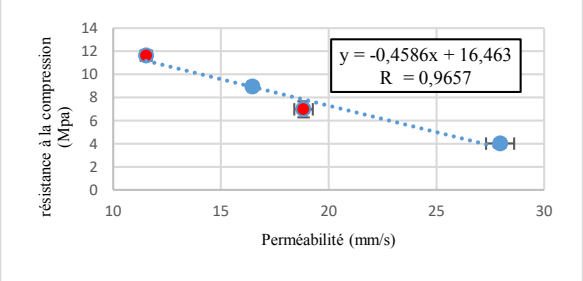


FIGURE 8. Rc en fonction de K

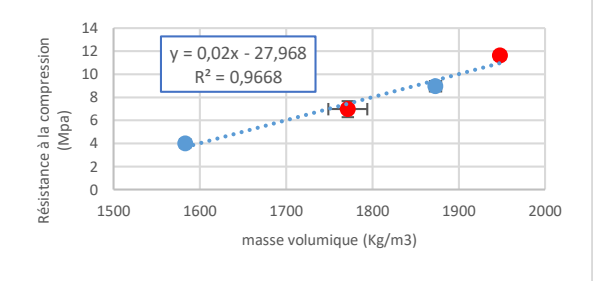


FIGURE 9. Rc en fonction de Mv

IV. CONCLUSIONS

L'ouvrabilité des bétons drainants est améliorée pour un D_{max} le plus faible et le dosage en ciment le moins important (pour E/C constant). Ces résultats devraient être confirmés avec d'autres valeurs de D_{max} et de C. La perméabilité à l'eau est d'autant plus importante que le dosage en ciment est plus faible et D_{max} est important, une relation univoque existe entre la perméabilité et la porosité des bétons drainants formulés. Pour un dosage de ciment le plus faible, la diminution de la résistance à la compression est plus élevée quand D_{max} augmente, il en est de même pour l'évolution de la densité. La diminution de la résistance à la compression à 28 jours s'explique par l'augmentation de la perméabilité, une relation linéaire existe entre ses deux propriétés. De même une relation est établie entre les résistances à la compression et de la masse volumique des bétons testés. Ces conclusions devraient être confirmées en testant d'autres formulations de béton drainant. à travers ces résultats préliminaires obtenus (figure 10), on montre que la formulation optimale est obtenue pour un dosage en ciment maximal et un Dmax minimal (C=300 et D_{max}=10) . Ces résultats devraient être confirmés.

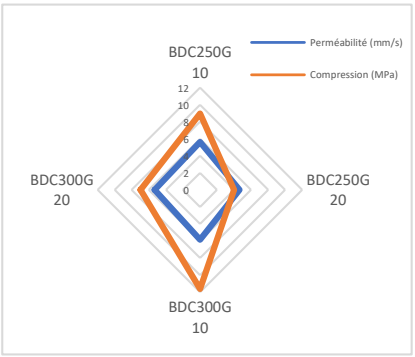


FIGURE 10. **Les bétons drainants en fonction de K et Rc**

REFERENCES

Ćosić, K., Korat, L., Ducman, V., Netinger, I., 2015. Influence of aggregate type and size on properties of pervious concrete. Construction and Building Materials 78, 69–76. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.12.073

Huang, J., Luo, Z., Khan, M.B.E., 2020. Impact of aggregate type and size and mineral admixtures on the properties of pervious concrete: An experimental investigation. Construction and Building Materials 265, 120759. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120759

Pieralisi, R., Cavalaro, S.H.P., Aguado, A., 2017. Advanced numerical assessment of the permeability of pervious concrete. Cement and Concrete Research 102, 149–160. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2017.09.009

Rapport ACI PRC-522-10, 2011. Rapport ACI PRC-522-10 sur le béton drainant (réapprouvé en 2011) . URL https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=52210&Format=PROTECTED_PDF&Language=English&Units=US_AND_METRIC (accessed 2.28.22).

Xu, W., Chen, B., Chen, X., Chen, C., 2021. Influence of aggregate size and notch depth ratio on fracture performance of steel slag pervious concrete. Construction and Building Materials 273, 122036. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.122036

Yu, F., Sun, D., Wang, J., Hu, M., 2019. Influence of aggregate size on compressive strength of pervious concrete. Construction and Building Materials 209, 463–475. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.140

Comportement mécanique des « pircas » péruviennes auto-construites

P. Ita[1], D. Daudon[2], S. Santa-Cruz[1] and N. Tarque[1]

[1] *GERDIS Research Group, Civil Engineering Division, Pontificia Universidad Católica del Perú, Peru*

[2] *Univ. Grenoble Alpes, CNRS, Grenoble INP, 3SR, F-38000, Grenoble, France*

RESUME La population vivant dans l'habitat informel sur les pentes de Lima (Pérou) est exposée à un risque sismique élevé. Ces auto-constructions, reposent sur des remblais non compactés à l'arrière des pircas (murs de soutènement traditionnels en pierre sèche). L'objectif de ce travail était d'évaluer la performance sismique de ces murs à travers des tests pseudo-statiques et des modèles numériques éléments discrets (DEM) dans l'objectif d'amélioration du comportement. Six murs ont été testés, montrant une défaillance fréquente due à la délamination et au renversement. La résistance ultime obtenue expérimentalement est comprise entre 24 % et 31% du poids. La calibration des modèles numériques utilisés pour l'étude paramétrique est effectuée en regard des expériences. Il est conclu que les murs peuvent améliorer leur capacité de résistance au séisme avec un meilleur calepinage à la construction.

Mots-clefs : mur en pierre sèche, séisme, courbe de capacité, éléments discrets.

I. INTRODUCTION

Les études sur le DSRW[1] en Europe sont nombreuses (Villemus 2007, Colas 2010, Mundell 2010, Quezada 2015, Savalle 2020), mais ne peuvent être appliqués directement au cas des « pircas », aucune étude scientifique ne documentant ni quantifiant les caractéristiques générales de la pratique locale péruvienne de construction. Effet, les éléments géométriques, matériau, forme et disposition des pierres et indices de vides ne sont pas similaires (Fig 1). Ce travail vise à évaluer le comportement sismique des DSRW.



FIGURE 1. Pircas auto construites. (from street view & (Zanelli 2018))

Les modèles numériques DEM sont appropriés les structures particulaires. Pour étudier le comportement sismique hors plan des pircas, une charge statique équivalente, considérée plus

[1]DSRW : dry stones retaining wall terminologie couramment utilisée pour désigner ce type de mur.

conservative a été adoptée (Santa Cruz, 2021, Zanelli 2018, Savalle 2020). Sur la base des résultats, l'étude propose de représenter et expliquer les mécanismes d'effondrement en échelle réelle. Six murs (hauteur 1 m ou 1.5 m, largeur 0.6 m, longueur 4 m), sans remblai, ont été testés sur la table inclinable, avec mesure de l'angle entraînant la rupture, ainsi que le déplacement en tête de mur (Ita et al 2022). Les simulations numériques éléments discrets (DEM) ont été calibrées sur le comportement expérimental observé, afin d'établir des courbes de capacité.

II. EXPERIMENTAL TESTS

Trois types de défaillances ont été observés sur les murs de hauteurs 1 m : (1) délamination partielle ou totale de la section transversale et renversement de la section délaminée (Fig. 2a), (2) cisaillement ou déplacement d'une section par délamination partielle ou totale (Fig. 2b), et (3) renversement de la section entière du mur (Fig. 2c) . La délamination est perpendiculaire à la section transversale.

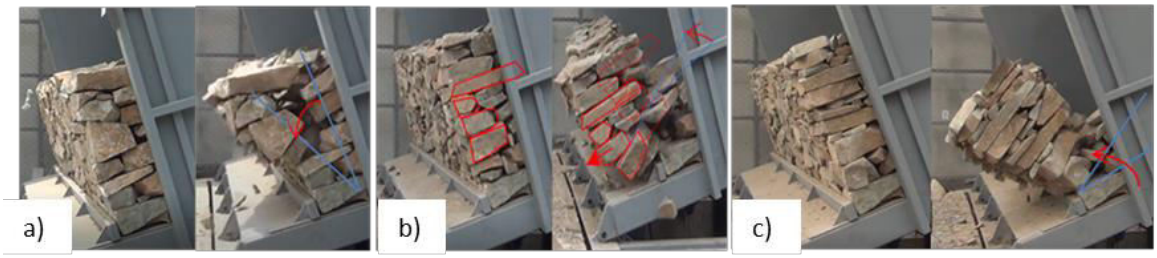


FIGURE 2. : Ruptures type a) délamination et renversement b) délamination et glissement c) renversement

Les courbe de capacité des 2 types de murs sont en lien avec les mécanismes de rupture : délamination (Fig. 3a, vert, spécimen 1 et 2) et renversement (Fig. 3a bleu, spécimen 3). Le mur 3 (33% du poids Fig. 3a), construit avec des pierres traversantes aux extrémités (Fig 2c) est plus résistant. La délamination entraîne une perte de rigidité et de résistance des murs 1 et 2 par rapport au mur 3 (30% et 15%, respectivement, pour le mur 1 ; 60% et 20% pour le mur 2) : la distance verticale sans pierre traversante est de 4 rangs (mur 1), ou 5 (mur 2).

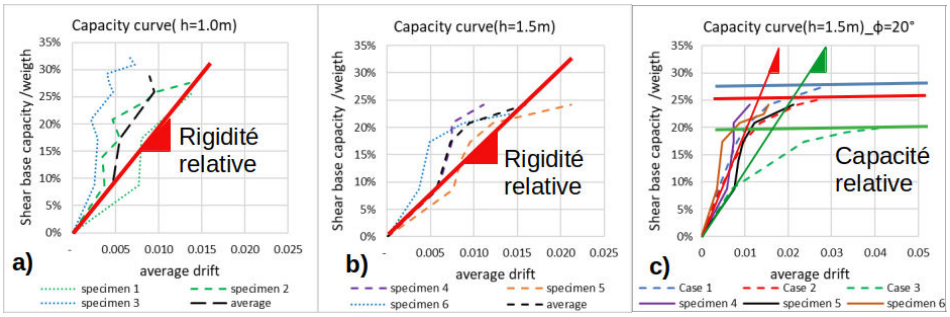


FIGURE 3. Capacité des murs « pircas » ; expérimentale : 3a et 3b, resp. h=1m, h=1,5m) ; comparaison avec modèle numérique DEM : 3c, calibré sur les expériences 3b. Les rigidité (initiale) et capacité sont obtenues en multipliant la rigidité relative et capacité relative par le poids du mur.

Les murs de 1,5 mètres de haut cèdent de manière homogène par renversement global (Fig. 3b) suivi parfois d'un glissement. Le spécimen 6 présente une plus grande rigidité initiale : le basculement s'est produit non symétriquement (sur le côté droit du mur). La capacité obtenue dans

les trois murs est similaire de 24% du poids, mais inférieure à celles des murs de 1m d'élancement et charge moindres. Enfin, les deux types de murs présentent un comportement non ductile avec rupture complète soudaine.

III. MODÈLES NUMÉRIQUES ÉLÉMENTS DISCRETS

L'objectif des modèles DEM réalisés avec le code YADE (Šmilauer 2020), était de comprendre le comportement mécanique des murs. Un clump parallélépipédique de sphères interpénétrées de 50 % (Fig. 4) a été choisi, ainsi qu'une loi de contact élastique linéaire frottante sans cohésion (Ita 2022) (rigidité normale 5.10^8 kN/m égale 3/2 rigidité tangentielle, angle de frottement 20°). Ce choix limite la réalité du modèle, mais permet l'étude de différents calepinages en vue d'améliorer le processus constructif. 3 cas ont été considérés (Fig. 5) : cas 1 de référence : mur entier composé de pierres traversantes ; cas 2, effet du chevauchement entre les blocs transversaux ; cas 3, séparation horizontale et verticale des pierres traversantes. En phase expérimentale, les pierres traversantes sont aux extrémités et tous les 2 mètres, considéré comme trop long, d'où une distance plus courte et variable dans les modèles numériques.

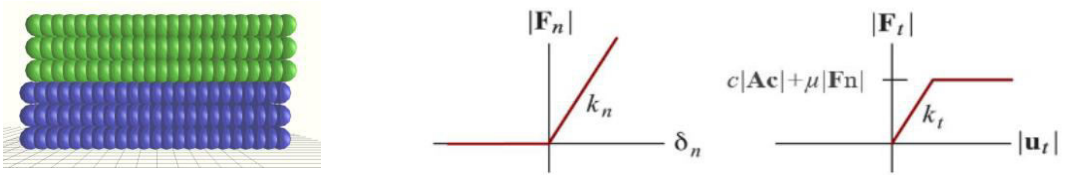


FIGURE 4. Géométrie des blocs de construction et loi de contact utilisé

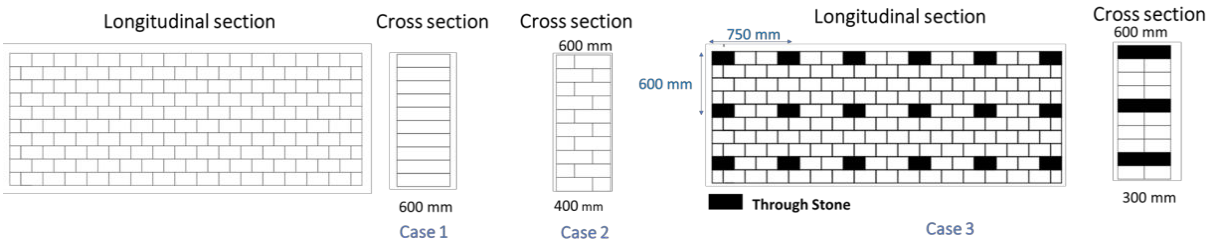


FIGURE 5. Géométrie des 3 cas d'étude numériques et leur calepinage.

La figure 3c représente les résultats numériques, et compare les capacités numérique et expérimentale pour un angle de frottement calibré à 20° tenant compte de la rugosité géométrique (Ita 2022). Les cas 1 et 2 présentent des résultats similaires à 10 % près autorisant une optimisation des stocks de pierres utilisés, les traversantes étant rares. La section 3, sans recouvrement régulier mais avec pierres traversantes présente des rigidité et résistance inférieures d'environ 40% par rapport à la section du cas 1 (Fig. 3c) : l'effet de délamination fragilise l'ensemble.

CONCLUSION

Les essais expérimentaux ont montré que les principaux mécanismes de rupture des « pircas » sont sans réel précurseur, et due à la délamination et au renversement des murs. La délamination liée à

l'absence d'éléments structurants (pierres traversantes), cause des pertes de rigidité initiale allant jusqu'à 60%, par rapport à un mur avec ces éléments d'ancrage. Le renversement peut se produire le long du mur entier ou non symétriquement en zone de plus petits éléments alignés. Les modèles numériques éléments discrets sont calibrés avec la phase expérimentale. En outre, sur la base de trois arrangements de murs, l'utilisation de pierres traversantes et le chevauchement entre les éléments ont pu être étudiés séparément. Un mur avec seulement des pierres traversantes n'est pas nécessaire pour obtenir une capacité de déplacement adéquate, une section chevauchée donne des résultats similaires dans la rigidité et la résistance initiales. Cependant, dans la partie expérimentale, l'effet combiné a été vu, donc, il est nécessaire d'étudier plus d'arrangements qui considèrent l'utilisation de pierres traversantes à différentes séparations, en considérant l'effet de la superposition entre leurs éléments. L'étude réalisée présente des limites certaines : l'étude est statique équivalente, le remblai n'a pas été considéré aussi bien expérimentalement que numériquement, par conséquent, l'effet de la poussée du remblai sur le mur est négligé. Les blocs rocheux « numériques » sont réguliers et l'effet d'emboîtement et restriction de rotation des blocs réels plus irréguliers n'est pas pris en compte. Néanmoins la calibration validée sur ces modèles et essais préliminaires, permettra de poursuivre numériquement, notamment, le comportement sismique, d'ajouter l'effet du remblai, et de proposer de larges études paramétriques en vue d'une aide à la décision autant de l'optimisation du processus constructif « neuf » que de l'identification des murs existants « à risque », nécessitant en priorité une reconstruction partielle, par exemple.

REMERCIEMENTS

Ce travail a été financé par la Dirección de Gestión de la Investigación de la PUCP à travers la subvention convocatoria CAP DGI-2020-PI0770 .

REFERENCES

Villemus, B.; Morel, J. C.; Boutin, C. (2007) Experimental assessment of dry stone retaining wall stability on a rigid foundation. *Engineering structures*,, vol. 29, no 9, p. 2124-2132

Colas, A. S., Morel, J. C., & Garnier, D. (2010), Full-scale field trials to assess dry-stone retaining wall stability. *Engineering Structures*, vol. 32, no 5, p. 1215-1222.

Mundell, C., McCombie, P., Heath, A., Harkness, J., & Walker, P. (2010) Behavior of dry-stone retaining structures. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, 2010, vol. 163, no 1, p. 3-12.

Quezada, J. C., Vincens, E., Mouterde, R., & Morel, J. C. 3D failure of a scale-down dry stone retaining wall: A DEM modelling. *Engineering Structures*, 117, p. 506-517.

Savalle, N., Blanc-Gonnet, J., Vincens, E., & Hans, S. (2020) Dynamic behavior of dry-stone retaining walls : shaking table scaled-down tests. *European Journal of Environnemental and Civil Engineering*, 2020, p. 1-21.

Šmilauer, V., Catalano, E., Chareyre, B., Dorofeenko, S., Duriez, J., Gladky, A., ... & Thoeni, K (2020). Yade reference documentation. Yade Documentation, 2020

Santa-Cruz, S., Daudon, D., Tarque, N., Zanelli, C., & Alcántara, J (2021)Out-of-plane analysis of dry-stone walls using a pseudo-static experimental and numerical approach in scaled-down specimens. *Engineering Structures*, 2021, vol. 245, p. 112875.

Ita P.,Santa-Cruz, S., Daudon, D., Tarque, Experimental and Numerical Evaluation of Out-Of-Plane Seismic Performance of Traditional Dry Stone Retaining Walls in the Central Andes Region (to be published in 2022).

Zanelli C. (2018) Evaluación de vulnerabilidad sísmica depircas mediante modelamiento numérico con elementos discretos: Aplicación al caso de las pircas en Carabayllo, Perú, Thesis de Maestria, Facultad de Ingenieria, Pucp, Lima, Peru

Du matériau à l'ouvrage : de la base de données DIOGEN à l'outil de conception CIOGEN

T. Desbois[1], A. Feraille[2]

[1] *Cerema, Equipe-projet DIMA, Direction Ouest, 5 rue Jules Vallès, F-22000, Saint-Brieuc, France*

[2] *Laboratoire Navier, Ecole des Ponts ParisTech, 6-8 av Blaise Pascal, 77455 Champs sur Marne*

RESUME Le domaine du génie civil a besoin de pouvoir évaluer ses impacts sur l'environnement. La méthode d'Analyse du Cycle de Vie est dans ce sens incontournable. Toutefois, les données environnementales actuellement disponibles dans les bases ne sont pas satisfaisantes pour représenter le génie civil sur le territoire français. Aussi, il a été décidé de créer une base de données matériaux spécifique (DIOGEN) et de développer un outil (CIOGEN) pour évaluer les impacts environnementaux des ouvrages d'art.

Mots-clefs matériaux de construction, Analyse du Cycle de Vie, base de données

I. INTRODUCTION

L'urgence climatique et environnementale nous concerne tous. Le secteur de la construction, fort de la prise en compte de l'importance de son impact environnemental travaille depuis plusieurs années à l'amélioration de ses procédés. La méthode Analyse du Cycle de Vie est désormais reconnue comme incontournable pour la quantification des impacts environnementaux. L'obtention de résultats représentatifs passe, entre autres, par la qualité des données d'entrée. Ainsi la base de données DIOGEN[1] (Données d'Impacts environnementaux pour les Ouvrages de GENie civil) met à disposition des modules d'information environnementale des matériaux et éléments utilisés dans la réalisation des ouvrages de génie civil français. L'outil de calcul CIOGEN, appuyé sur DIOGEN, quant à lui, a pour objectif de quantifier les impacts environnementaux des ouvrages sur l'ensemble du cycle de vie.

II. LA BASE DE DONNEES DIOGEN

Devant ce constat de manque de données environnementales relatives aux ouvrages de génie civil dans le contexte français, un groupe de travail initié par l'Association Française de Génie Civil a vu le jour en 2010. L'objectif de ce groupe de travail est de construire et enrichir une base de données des modules d'information environnementale des matériaux, produits et éléments de

[1] http://www.diogen.fr/

construction utilisés dans le domaine du génie civil en France. Cette base de données regroupe des données de type "cradle-to-gate", voir Fig. 1, en s'appuyant sur les données existantes par ailleurs, et en les combinant autant que nécessaire de façon à aboutir aux matériaux et produits du génie civil. Afin de mener à bien le travail, le groupe DIOGEN est constitué de représentants de producteurs de matériaux, d'entreprises, de bureaux d'études et d'établissements institutionnels. A ce jour il compte 55 membres.

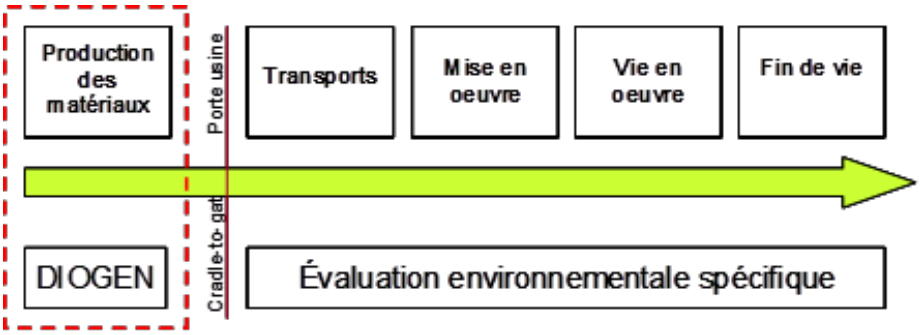


FIGURE 1. Périmètre de la base de données DIOGEN

DIOGEN met ainsi à disposition librement des données environnementales au format de la norme NF EN 15804+A1. En octobre 2022, la norme NF EN 15804+A2 entrera en vigueur. Aussi, les nouvelles données seront à compter de cette date sous ce nouveau format ainsi que les données qui seront mises à jour.

Dans le but de réaliser des ACV pertinentes dans le domaine du génie civil, il a semblé important, au sein du groupe DIOGEN d'être à même d'avoir des notions sur la fiabilité des données de la base. Les pertinences technologique, géographique et temporelle sont essentielles, car liées aux approvisionnements en ressources naturelles, à l'utilisation d'énergies spécifiques, etc. De même, il est souhaitable que les mesures permettant l'établissement des données soient représentatives de la production moyenne des sites producteurs et non pas d'une période trop courte ou d'une sélection géographique trop restreinte. Les données doivent également présenter un caractère de fiabilité. Leur traçabilité doit être assurée et les sources utilisées mentionnées et si possible disponibles. Par ailleurs, les mesures permettant le calcul des impacts doivent être réalisées selon des procédures et un échantillonnage de la production adaptés.

Ainsi la pertinence de la donnée est évaluée au travers d'une matrice de pedigree qui prend en compte les critères énoncés. Cette évaluation de la donnée se fait lors des réunions de travail de façon collégiale en s'appuyant sur une matrice spécifique permettant une cotation de la donnée engendrant une qualification en classe (A, B, C, D). Cette dernière peut être consultée sur le site internet http://www.diogen.fr/.

A ce jour sont disponibles sur ce même site 31 fiches dont une très grande majorité de ciments, bétons, additions minérales. L'effort se poursuit sur les autres matériaux, en sollicitant les producteurs et en les incitant à rejoindre le groupe de travail.

III. L'OUTIL DE CALCUL CIOGEN

Dès 2011, il est apparu indispensable de développer un outil appuyé sur DIOGEN qui permette de réaliser un bilan environnemental à l'échelle d'un ouvrage. Ainsi, une première version de l'outil, a été développée entre 2012 et 2015 pour les ponts en béton et les ponts mixtes béton/acier. Celle-ci reposait sur la norme NF EN 15804 publiée en 2012 et considérait les étapes de production des matériaux, au travers de DIOGEN, de transport et de la construction (hors terrassements). L'outil se focalisait donc sur les étapes amont à la réception de l'ouvrage.

Des travaux sont en cours au sein d'un sous-groupe du groupe de travail DIOGEN pour développer une nouvelle version de l'outil permettant de considérer l'ensemble du cycle de vie d'un ouvrage. Il convient pour cela de développer la base de données inhérente à l'outil avec par ordre de priorité

- des données issues de chantier de construction, d'entretien spécialisé, de fin de vie telles que consommations horaires d'engins, durées d'utilisation d'engins par type de travaux, distances et modes de transport des matériaux et des engins, etc. ;
- des données issues de la bibliographie ;
- des données déterminées à dire d'experts.

La récolte de données de chantier auprès de maîtres d'ouvrage et d'entreprises de travaux est essentielle. De même la qualification des données qui serviront à l'évaluation est primordiale.

Il est prévu que l'outil puisse être utilisé aux différents stades d'un projet, à savoir étude préliminaire, conception, appel d'offres.

L'année 2022 sera consacrée à l'approfondissement de la méthodologie, notamment grâce au financement octroyé par la fondation d'entreprises FEREC suite à l'appel à projets « Décarbonatation et économie circulaire : des méthodes et indicateurs pour guider les acteurs de la construction ».

IV. PERSPECTIVES

Le travail se poursuit sur la base de données DIOGEN et sur l'outil de calcul associé. L'objectif est d'avoir suffisamment de données matériaux, dans DIOGEN, pour représenter les ouvrages de génie civil et alimenter l'outil CIOGEN qui sera alors à même d'évaluer l'impact environnemental d'un projet de construction de ponts. Pour ce faire il est important de continuer à mobiliser les acteurs du secteur : entreprises, bureaux d'études, fournisseurs de matériaux, chercheurs, … Il est important que chaque personne et/ou organisme intéressé puisse manifester son intérêt pour cette démarche et y contribuer.

Transfer of particles in fractured chalk: Experimental study on the Effect of flow velocity

HAWI Hanan, AHFIR Nasre-Dine, OUAHBI Tariq, WANG Huaqing, ALEM Abdellah

Normandie UNIV, Le HAVRE, UMR 6294 CNRS, LOMC, 76600 Le Havre

RESUME

The transport of suspended particles through fractured rocks contributes, for example, to the contamination and therefore to the vulnerability of karst groundwater. Thus, the effect of flow velocity on the transport of suspended particles in an artificial fractured chalk was undertaken. Preliminary results showed that the flow velocity greatly affects the particles'transfer in the fracture. With the increase in flow velocity, the particles recovery rate increases and the residence time decreases. The transport behavior cannot be totally explained with the flow velocity only. Hence, additional investigations should include, for example, the effect fracture aperture, and the physicochemical conditions.

Keywords: Particle transport, Double porosity, Flow velocity, Suspended particles.

I. INTRODUCTION

Fractured rocks have attracted much attention due to the role they play in transporting contaminants (Tran et al 2020, Albrann et al. 2013, Tang 1981). The permeability in fractures is often greater than that in the host rock (Brouyère 2006). Therefore, fractures are considered as preferential routes where contaminants can move quickly. The problem of transport in fractured media arises in the case of safety assessment of the aquitard protecting the freshwater aquifer against contaminations (tang et al. 1981). Therefore, it is crucial to clearly understand the transport of particulate contaminants in fractured rocks.

Contaminants in fractured rocks can originate from many sources, including micro-erosion of the rock matrix (McCarthy et al. 2002), mineral precipitation or leachates from water disposal activities (Lapworth et al. 2005). These particles can travel in fractures mainly by advection and dispersion; they may also sorb on the fracture walls (Reiche et al. 2016). In addition, they can diffuse into the rock matrix, which is beyond the scope of this work.

Fractures are unable to conduct large water flow due to their micron-size opening. However, the insufficient volume can be compensated for in speed. Due to the small aperture of fractures, the transport rates can be surprisingly high. According to Delvin J.A. 2020 (based on personal communication with John Cherry and Tom Aley) the flow velocity can reach 100 meter per day (0.12 cm/s). Moreover, G. Medici et al. 2019 reported that groundwater flow velocities range within two order of magnitude from 13 (0.01 cm/s) up to 242 m/day (0.28 cm/s). Also, Domenico and Schwartz 1998 have found using tracer tests that the linear flow velocity in conduits can reach more than 20 km per day (23.1 cm/s).

Contaminants are transported at high velocities in the saturated parts of fractures (Medici, G. et al 2019). Therefore, the time between the release and the detection of contaminants can be small, leaving no time for precautions.

In the present study, the effect of flow velocity on the transport of kaolinite particles in a single artificial fractured chalk is investigated. Laboratory experiments were carried out to achieve the above aim by using three high flow velocities (0.12, 0.26, and 0.38 cm/s). The mean diameter of the particles injected was 2.5 µm. The tracer tests were performed using the step input injection technique.

II. Materials and Methods

Chalk samples were collected from Saint-Jouin-Bruneval (Normandy, France). The chalk rock was cut into two rectangular segments with the same dimensions 16cm x4.7cm x1cm. Two thin identical metals were placed and glued between the two chalk samples on the edges. The small gap separating the two chalk segments corresponds to the single fracture of aperture 0.81 mm. The whole sample was sealed with epoxy resin, preventing water leakage. The porosity of the chalk is 0.33 (±3%) and its density is 1.7 g/cm^3. Selected kaolinite particles with a mean size d_{50}= 2.5µm were used as suspended particles (Fig.2). In this study, the initial concentration C_0 of the suspension injected was 0.2 g/l. The suspension was prepared in ultra-pure water.

For the transport experiments (fig. 1) the fractured chalk sample was connected to a peristaltic pump (Dinko Instruments) and to a turbidimeter (Kobold Instruments). The chalk sample was saturated with ultra-pure water for several hours. Three pore volumes (NVp) of kaolinite solution were injected, followed by ultra-pure water. Transport tests were always carried out with the fracture oriented horizontally. The detection system consists of a turbidimeter. The kaolinite concentrations in the effluent were determined with the help of correlations made a priori between measured particle concentrations in the water and values in NTU (Nephelometric Turbidity Units) given by the turbidimeter. After each experiment the fracture was cleaned using ultra-pure water, containing 1mM NaOH, at high flow velocity, larger than that used during the transport experiment.

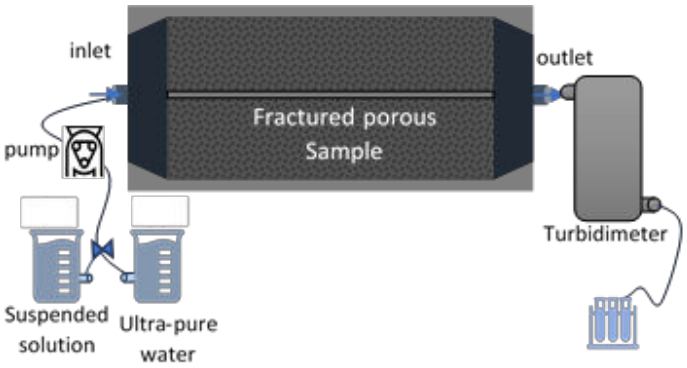


Figure 1: Schematic configuration of the experimental setup for transport experiments.

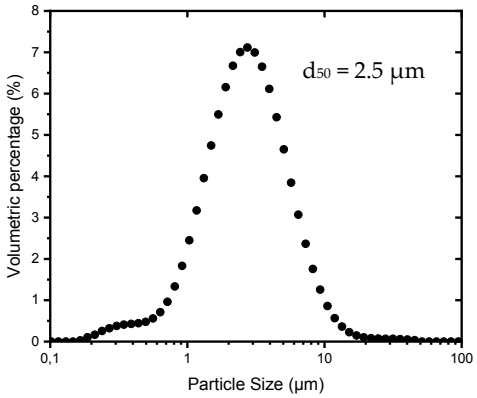


Figure 2: Particle Size Distribution of the selected kaolinite P300

To study the effect of flow velocity on the transport of particles, three experiments were performed with the same conditions but, at different flow velocities: 0.12, 0.26, and 0.38 cm/s. The breakthrough curves are represented by a relative concentration (outlet concentration C divided by the constant inlet concentration C0) as function of the number of pore volumes injected (NVp).

III. Results and Discussion

Figure 3 shows the breakthrough curves of the suspended particles (kaolinite) injected in the fractured chalk. Results indicate that the recovery rate of kaolinite particles increase with flow velocity. Particles retention is more important at low flow velocities (70%, 32% and 17% at 0.38 cm/s, 0.26 cm/s and 0.12 cm/s respectively). This means that hydrodynamic force exerted by the flow has an important effect on the transport of the injected particles. As observed in figure 3, the arrival time of the kaolinite particles at different flow velocities is almost the same (0.6 NVp). However, the breakthrough peak for 0.38 cm/s and 0.26 cm/s are reached at 4.8 NVp approximately preceding that of 0.12 cm/s by around 0.8 NVP. The tailing effect in the three curves is due to the dispersion of kaolinite particles in the fracture and not matrix diffusion. Since in our case there is no diffusion into the matrix, because of the size of the particles with respect to the pore size of the matrix.

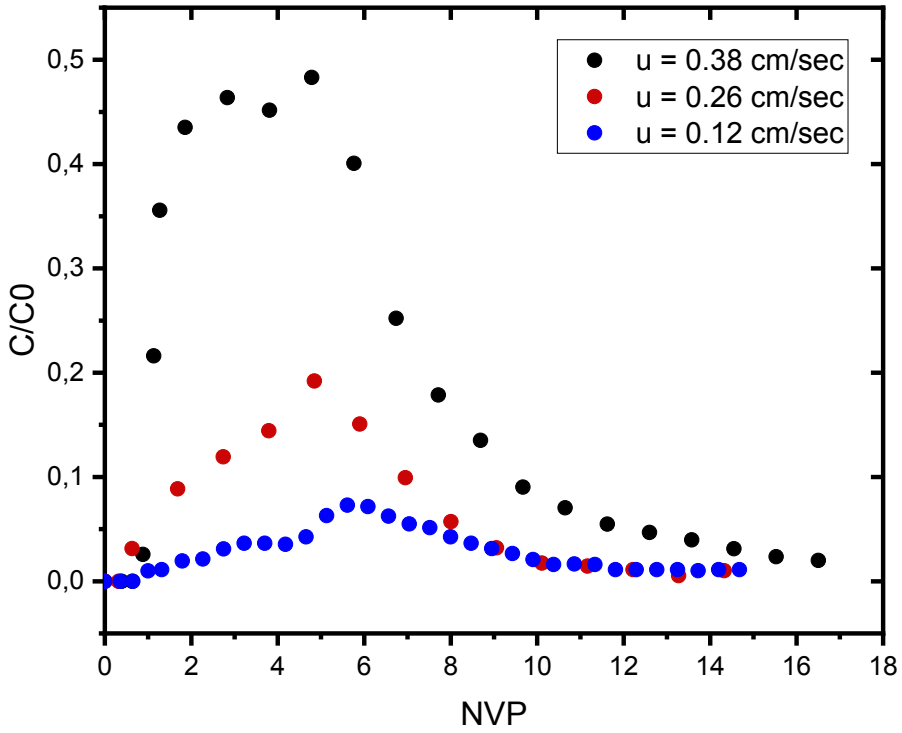


Figure 3: Breakthrough curves of kaolinite at flow velocities of 0.12, 0.26 and 0.38 cm/s

IV. Conclusion

The effect of flow velocity on the transport behavior of kaolinite particles in artificial fractured chalk was experimentally studied. Many studies have been done on the transport of dissolved particles and nanoparticles in fractured porous media, yet very little studies are done on micro-sized particles. The results showed that lower flow velocities, produced an important increase in particle retention. In nature, additional parameters affect the transport process: fracture opening, ionic strength, pH, etc. Therefore, in future the effect of these parameters should be studied.

REFERENCES

Albarran, N., Missana, T., Alonso, U., García-Gutiérrez, M., López, T., 2013. Analysis of latex, gold and smectite colloid transport and retention in artificial fractures in crystalline rock. *Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects, Special Issue*: IAP 2012 435, 115–126. https://doi.org/10.1016/j.colsurfa.2013.02.002

Brouyère, S., 2006. Modelling the migration of contaminants through variably saturated dual-porosity, dual-permeability chalk. *Journal of Contaminant Hydrology 82*, 195–219.https://doi.org/10.1016/j.jconhyd.2005.10.004

Devlin, J.F., 2020. Groundwater Velocity [WWW Document]. Groundwater Velocity. URL https://books.gw-project.org/groundwater-velocity/ (accessed 3.8.22).

Domenico, P.A. and Schwartz, F.W., 1998. Physical and chemical hydrogeology (Vol. 506). New York: Wiley.

Lapworth, D.J., Gooddy, D., Harrison, I., Kim, A., Vane, C.H., 2005. Colloidal phase transport of pesticides: a review with special reference to major UK aquifers.
URL http://www.bgs.ac.uk (accessed 2.24.22)

McCarthy, J.F., McKay, L.D., Bruner, D.D., 2002. Influence of Ionic Strength and Cation Charge on Transport of Colloidal Particles in Fractured Shale Saprolite. *Environ. Science Technol*ogy 36, 3735–3743. https://doi.org/10.1021/es025522o

Medici, G., West, L.J., Banwart, S.A., 2019. Groundwater flow velocities in a fractured carbonate aquifer-type: Implications for contaminant transport. *Journal of Contaminant Hydrology* 222, 1–16. https://doi.org/10.1016/j.jconhyd.2019.02.001

Reiche, T., Noseck, U., Schäfer, T., 2016. Migration of Contaminants in Fractured-Porous Media in the Presence of Colloids: Effects of Kinetic Interactions. *Transport in Porous Media* 111, 143–170. https://doi.org/10.1007/s11242-015-0585-7

Tang, D.H., Frind, E.O., Sudicky, E.A., 1981. Contaminant transport in fractured porous media: Analytical solution for a single fracture. *Water Resources Research* 17, 555–564. https://doi.org/10.1029/WR017i003p00555

Tran, E., Zavrin, M., Kersting, A.B., Klein-BenDavid, O., Teutsch, N., Weisbrod, N., 2021. Colloid-facilitated transport of 238Pu, 233U and 137Cs through fractured chalk: Laboratory experiments, modelling, and implications for nuclear waste disposal. *Science of The Total Environment* 757, 143818. https://doi.org/10.1016/j.scitotenv.2020.143818

valorisation des sédiments de dragage dans la fabrication de briques de terre comprimées : étude des caractéristiques physiques et mécaniques

Mohamedou Brahim [1], Khadim Ndiaye [1], Salima Aggoun [1] and Walid Maherzi [2]

[1] *CY Cergy Paris Université, Laboratoire Génie Civil Mécanique et Matériaux (L2MGC)*

[2] *IMT Nord Europe, Laboratoire Génie Civil et Géo - Environnement (LGCgE)*

RESUME Cette étude vise à évaluer la valorisation des sédiments de dragage dans la fabrication de briques de terre comprimée (BTC). Les BTC ont été stabilisés avec des cendres volantes activées par une solution d'hydroxyde de sodium. La stabilisation a été réalisée par substitution partielle des sédiments par des cendres volantes activées avec six pourcentages différents : 0, 10, 20, 30, 40, 50% des sédiments. Les résultats montrent que l'augmentation de la teneur en cendres volantes améliore significativement la résistance mécanique des briques avec une résistance à la compression à sec allant de 2,47 MPa à 9 MPa et une résistance à la compression humide variant de 0,95 MPa à 6,9 MPa. Tous les BTC stabilisées sont également résistants à l'eau avec un coefficient d'absorption par capillarité compris entre 8,36 et 21,18 g/cm^2 min$^{1/2}$. Les performances mécaniques sont liées à la quantité de gel géopolymère, qui assure la liaison entre les grains de sédiments et rend le BTC plus compact et plus résistant. Le dosage optimal de cendres volantes pour remplacer les sédiments se situe entre 20 et 30%. Dans cette gamme de substitution, la performance mécanique et les propriétés physiques se sont améliorées de manière significative.

Mots-clefs Briques de terre comprimée, Sédiments, Valorisation, Cendres volantes

I. INTRODUCTION

Chaque année, une énorme quantité de sédiments est draguée pour maintenir une profondeur suffisante pour une navigation sûre dans les ports et les voies navigables. En France, environ 50 millions de m^3 de sédiments sont dragués chaque année, alors que ce volume est de 300 millions pour l'ensemble de l'Europe(Benzerzour et al., 2017; Safhi et al., 2020). Afin de préserver les ressources naturelles et au regard de l'évolution des lois environnementales, aujourd'hui plusieurs initiatives émergent dans les domaines des éco-matériaux et du génie civil, les sédiments de dragage sont de plus en plus considérés comme une ressource de matériaux de construction et une solution adéquate pour le développement durable. À cet égard, la brique de terre comprimée se présente comme un candidat sérieux. Cependant, la production des briques de terre comprimée à partir de sédiments doit répondre à certaines caractéristiques qui doivent être conformes aux exigences. Les normes et recommandations existantes (NF XP P13-901), ont suggéré que la densité sèche doit être comprise entre 1600 et 2200kg/m^3. Selon la norme (NF XP

P13-901) la résistance à la compression des BTC doit être supérieure à 2 MPa. L'objectif principal de cette étude est d'examiner les propriétés physiques et mécaniques des briques de terre comprimée à base de sédiments comme constituant principale, et un liants géopolymère à base de cendres volantes et l'hydroxyde de sodium comme stabilisateur. Les résultats du test de lixiviation ne sont pas inclus dans cet article, cependant, ils ont validé que le sédiment peut être classé comme un déchet non dangereux, sur la base des limites de lixiviation pour les déchets inertes prescrites dans (Directive française 0289 publiée le 14 décembre 2014).

II. MATERIAUX ET METHODES

Matériaux

Les sédiments de dragage ont été prélevés dans la Métropole Européenne de Lille (MEL) dans le nord de la France et utilisés dans le programme expérimental. Ces sédiments ont été criblés et tamisés à 5 mm pour obtenir un matériau de classe granulaire 0/5 mm selon les recommandations de la norme (NF XP P13-901). La densité des sédiments est de 2,39 g/cm^3. Des cendres volantes de classe F fournies par SURSCHISTE (Lens, France) ont été utilisées comme liant pour stabiliser les échantillons de BTC. La densité des cendres volantes est de 2,2 g/cm^3 avec une surface spécifique Blaine entre 2300 et 5000 g/cm^2.

Méthodes

La préparation du mélange pour produire les éprouvettes cylindriques comprimées de dimension 50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur a été effectuée en deux étapes. Après homogénéisation du mélange sec (sédiment et cendres volantes) pendant 5 minutes à vitesse lente, s'ensuit le malaxage humide par l'addition de la solution d'activation alcaline préparée avec la teneur en eau correspondant à l'optimum Proctor et de l'hydroxyde de sodium 8M, pendant 2 minutes à vitesse lente. Les mélanges résultants ont été compactés en utilisant une presse INSTRON (INSTRON-3369) avec un compactage statique à une pression de 40 bars FIGURE 1. Après l'étape de production, les échantillons stabilisés avec le géopolymère ont été recouverts d'un film plastique et placés dans un four à 50°C pendant 7 jours, ensuite les échantillons ont été placés dans une pièce à température ambiante jusqu'au 28ème jour. De plus, les échantillons ainsi produits après leurs durcissements respectifs ont été soumis à des tests physiques, mécaniques. Les paramètres physiques des BTC, notamment la densité apparente et la porosité, ont été déterminés selon la norme EN NF 1936.

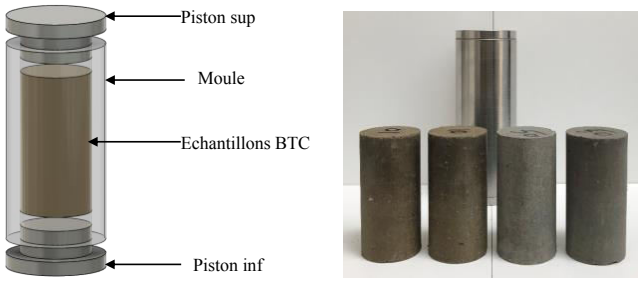


FIGURE 1.Préparation des échantillons de BTC.

III. RESULTATS ET DISCUSSION

A. *Propriétés physiques*

La FIGURE 2 présente les résultats de porosité et la densité des BTC synthétisés.la porosité était directement liée à la teneur en cendres volantes. Ainsi, diminue linéairement avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes. Ceci pourrait être expliqué par le fait que l'hydratation des cendres volantes a provoqué la précipitation d'hydrates liant les particules, d'une part. D'autre part, la présence de fines particules de cendres volantes confirmé par l'analyse morphologique de la microstructure, a permis d'inclure les particules de sédiments et de diminuer partiellement la porosité, permettant ainsi de remplir les vides entre les autres particules de sédiments de plus grandes dimensions (amélioration de la compacité granulaire). En outre, la densité des briques varie entre 1600 et 1850 kg/m^3 est liée linéairement au taux de cendres volantes.

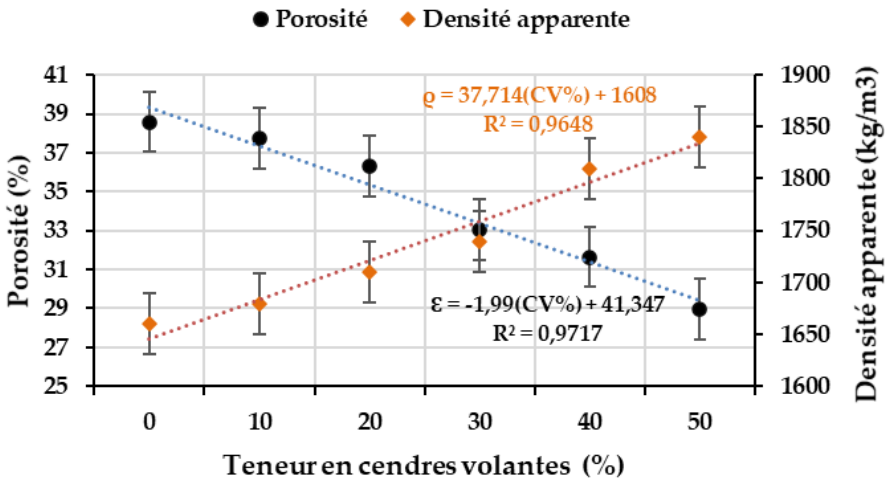


FIGURE 2.Porosité et densité apparente des échantillons de BTC en fonction de la teneur en cendres volantes.

B. *Propriétés mécaniques*

Le comportement mécanique des BTC est présentée dans la FIGURE 3 . La résistance à la compression sèche des BTC non stabilisée était la plus faible avec une valeur de 2,4MPa par rapport à 11,6 MPa pour la BTC50CV. On constate que la résistance mécanique augmente avec la teneur en cendres volantes. L'amélioration des performances mécaniques est liée à la formation d'hydrates qui assurent la liaison des particules de sédiments entre elles et rendant les briques plus compactes et plus résistantes. Le liant géopolymère a produit des gels après une réaction entre la solution alcaline et l'aluminosilicate des cendres volantes. En effet, les cendres volantes se dissolvent dans une solution d'hydroxyde de sodium et libèrent un grand nombre de composés $SiO(OH)3^-$ et $Al(OH)4^-$(Rifaai et al., 2019). En raison de la forte concentration de la solution alcaline, les gels produits sont constitués d'un large réseau tridimensionnel d'aluminosilicate qui lie les particules de sédiments. La quantité de gels formés dépendait de la quantité de cendres volantes et de la teneur en NAOH, ce qui explique. En effet, que les meilleures résistances mécaniques ont été obtenues avec les teneurs les plus élevées en cendres volantes (à 40 et 50 cv). En effet, tous les BTC stabilisés au moins 10% de cendres volantes ont une résistance à la compression supérieure à 4MPa recommandée par la norme (NF XP P13-901).

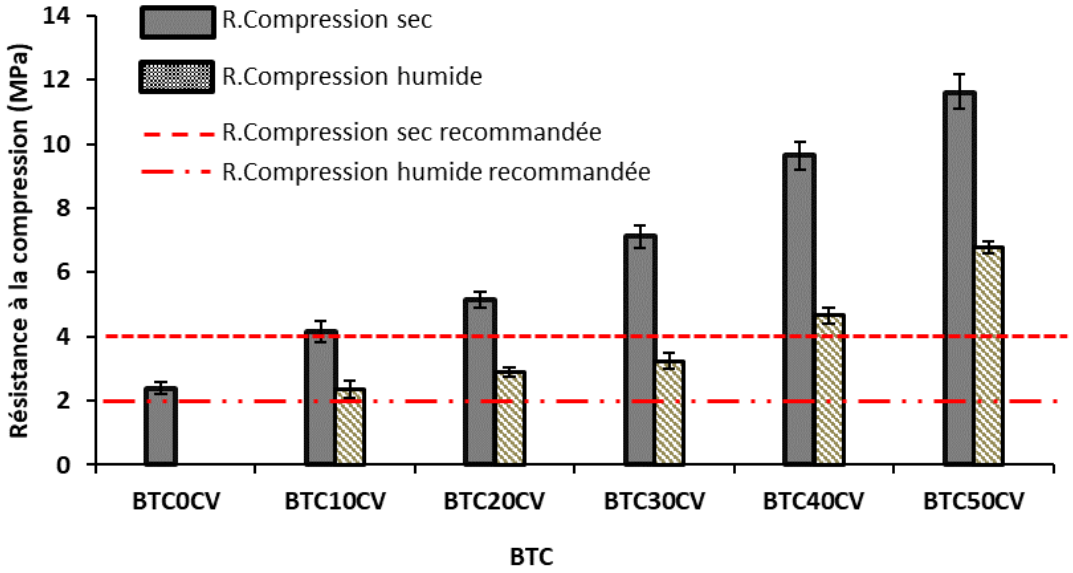


FIGURE 3.Resistance à la compression à l'état sec et humide du BTC après 28 jours.

IV. CONCLUSIONS

L'étude expérimentale réalisée consistait à évaluer la faisabilité de valoriser les sédiments comme matière première pour la fabrication des BTC. Les caractéristiques physico-mécaniques des BTC ont été déterminés et les conclusions suivantes peuvent être obtenues :

les BTC stabilisées ont montré de bonnes propriétés mécaniques qui augmentent significativement avec le taux de cendres volantes même si l'évaluation des performances de ces échantillons dans des conditions défavorables (résistance à la compression humide) a montré une diminution des résistances à la compression d'environ 50% par rapport aux résistances à la compression à sec. De surcroit, toutes les briques stabilisées stabilisés au moins 10% sont entièrement conformes aux normes actuelles qui fixent une valeur minimale de la résistance à la compression de 4 MPa.La stabilisation modifie aussi la densité et la porosité des briques.

matériau, influençant la résistance mécanique.

REFERENCES

Benzerzour, M., Amar, M., Abriak, N.-E., 2017. New experimental approach of the reuse of dredged sediments in a cement matrix by physical and heat treatment. Construction and Building Materials 140, 432–444. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.02.142

Rifaai, Y., Yahia, A., Mostafa, A., Aggoun, S., Kadri, E.-H., 2019. Rheology of fly ash-based geopolymer: Effect of NaOH concentration. Construction and Building Materials 223, 583–594. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.07.028

Safhi, A. el M., Rivard, P., Yahia, A., Benzerzour, M., Khayat, K.H., 2020. Valorization of dredged sediments in self-consolidating concrete: Fresh, hardened, and microstructural properties. Journal of Cleaner Production 263, 121472. https://doi.org/10.1016/j.jclepro.2020.121472

XP P13-901 Blocs de terre comprimée pour murs et cloisons : définitions - Spécifications - Méthodes d'essais - Conditions de réception 2001.

NF-EN 1936.Méthodes d'essai des pierres naturelles - Détermination des masses volumiques réelle et apparente et des porosités ouvertes et totale.

Valorisation de gypse recyclé dans la formulation de ciments sursulfatés

Damien Gaudrel[1], Annabelle Phelipot-Mardele[1], Christophe Lanos[1]

[1] *Univ Rennes, Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique, BP 90422, Rennes, France*

RESUME Parmi les grands enjeux environnementaux, la production de liants cimentaires limitant l'émission de CO_2 est un sujet d'actualité. Cette étude s'intéresse à la valorisation de gypse recyclé provenant d'un centre de tri de déchets du BTP dans la formulation d'un ciment sursulfaté (CSS). Les formulations envisagées correspondent au couplage d'un laitier, de gypse recyclé et de ciment Portland jouant ici le rôle de source de clinker. Différentes formulations de liants correspondant à des dosages en laitier constant, en ciment constant ou à des ratios ciment/gypse et enfin ciment/laitier constants sont envisagées. Les liants CSS ainsi formulés ont été caractérisés en compression sur mortiers à 2, 7, 28 et 60 jours selon la norme EN-196. Les résultats montrent la pertinence de l'utilisation d'un gypse recyclé dans la confection d'un CSS et la sensibilité au dosage des activateurs de celui-ci, soit le gypse et le clinker.

Mots-clefs ciment sursulfaté, gypse, recyclage, laitier de haut fourneau, ciment bas carbone

I. INTRODUCTION

L'industrie cimentière représente, en France, 23% des émissions de CO_2 de toute l'activité industrielle et 3% des émissions totales nationales. La production du clinker résulte de la calcination d'un mélange de 80% de calcaire et 20% d'argile à 1450°C. Les émissions de CO_2 associées sont, pour un tiers, liées à l'énergie du process de calcination et, pour deux tiers, liées à la décarbonatation du calcaire. Bien que les process industriels se soient améliorés sur l'aspect énergétique, l'impact carbone est directement proportionnel à la teneur en clinker. Une tonne de ciment CEM I produite génère 765 kg de $CO_{2\,éq}$ (SETEC-LERM, 2021). Le laitier de haut fourneau (LHF) peut constituer une alternative au ciment. Coproduit de la fonte, il correspond à la gangue stérile du minerai de fer et de cendres de coke. S'il subit une trempe à son extraction du haut fourneau sous sa forme liquide, le laitier est dit vitrifié ; l'énergie interne ainsi conservée lui apporte des propriétés hydrauliques. Sa production est associée à l'émission de 16 kg de $CO_{2\,éq}$ par tonne. Le laitier activé par une activation sulfato-calcique (gypse/clinker ou chaux) constitue la base de formulation des ciments sursulfatés. Ce type de liant présente donc un impact carbone considérablement diminué par rapport au ciment Portland. Cette étude propose, afin de réduire encore plus l'impact environnemental de tels liants, l'utilisation d'un gypse issu du recyclage de déchets du bâtiment dans la composition du ciment sursulfaté. L'effet de la teneur en gypse ou en CEM I dans la formulation de CSS est évalué en étudiant l'évolution des résistances à la compression sur mortiers à plusieurs échéances.

II. MATERIAUX & METHODES

Le laitier granulé de haut fourneau moulu utilisé dans cette étude, fourni par ECOCEM, provient de Dunkerque. La composition de ce laitier indiquée sur sa fiche technique est rappelée dans le Tableau 1. Le diamètre médian (d_{50}), donné par la fiche technique, est de 11 µm.

TABLEAU 1. Composition du laitier granulé de haut fourneau moulu – Dunkerque (en %m)

SiO_2	Al_2O_3	Fe_2SO_3	CaO	MgO	TiO_2	SO_3	Cl^-	S^{2-}	Na_2O	K_2O	Na_2O eqv.
35,1	11,1	0,4	42,1	7,0	0,8	0,1	0,03	0,6	0,21	0,43	0,48

Le gypse provient d'une usine de recyclage de gypse (VEOLIA). Ce dernier est issu du traitement de la collecte multi-sourcée (plaques et carreaux de plâtre) de déchets de chantiers et de déchetteries. Initialement d'une granulométrie de 5/20 mm, le mélange subit un broyage complémentaire. Le diamètre médian (d_{50}) mesuré par granulométrie laser est de 7 µm et 100% des grains restent inférieurs à 40 µm. La composition déterminée par ATG permet de calculer les dosages en gypse, calcite ainsi qu'en carton (Tableau 2). Pour un dosage en gypse donné, la teneur en $CaSO_4$ peut ainsi être identifiée. La source de clinker est un ciment Portland CEM I de LafargeHolcim, dont la teneur en clinker est comprise entre 95 et 100% selon la norme EN-197.

TABLEAU 2. Composition du gypse recyclé (en %m)

$CaSO_4.2H_2O$	$CaCO_3$	Carton
81,0	9,4	1,1

Selon la norme NF EN 15743, un ciment sursulfaté doit respecter les limites de composition indiquées dans le Tableau 3. Différentes formulations de liant sont envisagées. La première partie de l'étude s'intéresse à la formulation de CSS présentant un dosage constant en LHF, fixé à 83,4 %, valeur sélectionnée à l'issue d'une pré-étude sur la base des travaux de (Baux et al. 2013). Les dosages en CEM I varient de 0,25 à 3,8 % et les dosages en $CaSO_4$ varient de 16,35 à 12,8%. Une seconde série de formulation de CSS est réalisée en variant le dosage en laitier de 80 à 93,6 % tout en maintenant un paramètre de formulation constant, comme suit :

- CEM I / $CaSO_4$ = 9,21 ; dosage en CEM I compris respectivement entre 1,69 % et 0,54 %
- CEM I = 0,6 % ; dosage en $CaSO_4$ compris respectivement entre 19,4 % et 5,8 %
- CEM I / LHF = 0,72 ; dosage en CEM I compris respectivement entre 0,58 % et 0,67 %

Tous les liants formulés sont utilisés pour produire des mortiers selon la norme EN-196. Le rapport massique eau/liant est maintenu égal à 0,5 et liant/sable maintenu à 1/3. Un superplastifiant (Sika Krono 20HE) a été utilisé, si nécessaire, pour maintenir l'ouvrabilité des mortiers (iso-étalement à un test de type consistomètre Vébé adapté aux mortiers). Les éprouvettes 4x4x16 cm^3 sont démoulées à 48 h et conservées immergées. Les résistances en compression sont mesurées à 2, 7, 28 et 60 jours.

TABLEAU 3. Composition d'un ciment sursulfaté (en %m)

LHF	$CaSO_4$	Clinker	Constituant secondaire
≥ 75	5 ≤ Cs ≤ 20	0 < K ≤ 5	0 ≤ A ≤ 5

III. ANALYSE DES RESULTATS & DISCUSSION

Les résistances en compression sur les mortiers de CSS formulés à dosage en laitier constant indiquent une forte sensibilité au dosage en CEM I (Fig. 1). Un optimum est obtenu pour un dosage en CEM I de 0,54%, quel que soit l'âge du mortier. L'identification d'un optimum en CEM I a déjà été observée dans la littérature (Baux et al. 2013). De manière étonnante, les résistances mécaniques au-delà de ce dosage chutent jusqu'au dosage en CEM I de 2,5%. Au-delà, les résistances mécaniques remontent légèrement, le liant évoluant vers un ciment composé CEM III/C.

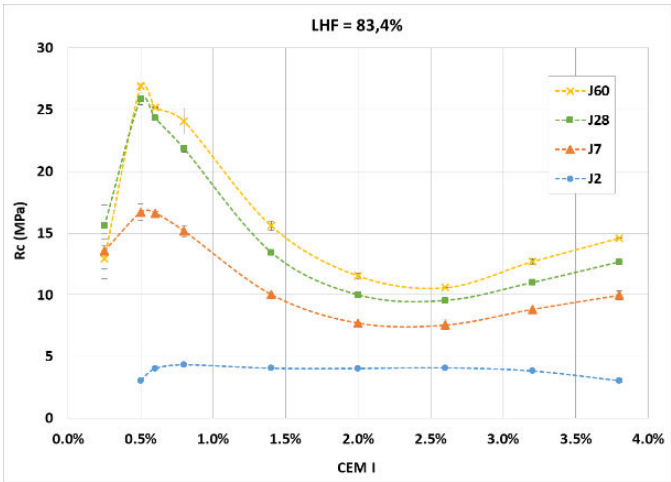


FIGURE 1. Résistances en compression des mortiers de CSS à LHF constant (83,4%)

Les résistances en compression des mortiers réalisés à LHF variable, en première lecture de la Fig. 2a, s'avèrent croissantes avec le dosage en LHF pour un ratio « CEM I / $CaSO_4$ » fixe. La Fig. 2b suggère que fixer le dosage en CEM I proche de l'optimum identifié sur la Fig. 1 permet d'assurer des résistances en compression quasiment indépendantes du dosage en LHF. Les résultats obtenus pour un ratio « CEM I / LHF » fixe amènent à des conclusions similaires (Fig. 2c). On note cependant une légère amélioration des résistances à 28 et 60 jours pour des dosages en LHF suffisamment élevés.

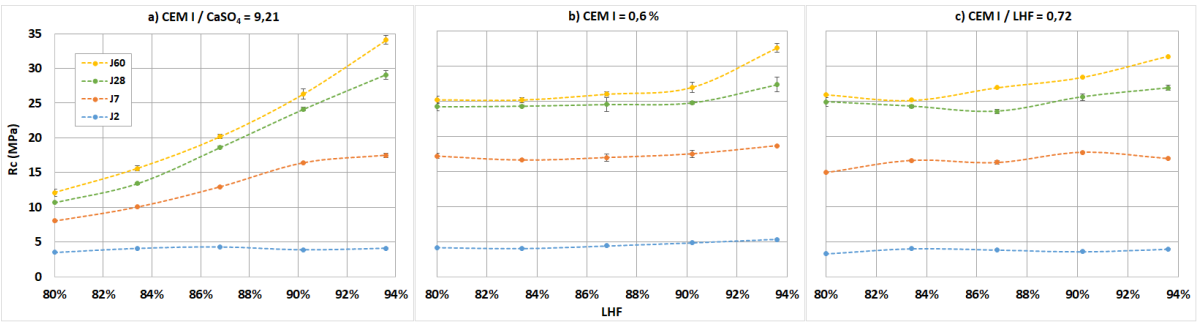


FIGURE 2. Résistances à la compression des mortiers de CSS à LHF variable

Afin de mieux confronter les résultats obtenus avec les deux séries, une comparaison entre les résistances en compression des séries LHF constant (Fig. 1) et variable (Fig. 2a) est proposée sur la Fig. 3 (Rc en fonction du dosage en CEM I). La bonne superposition des courbes obtenues confirme

la prépondérance du dosage en CEM I vis-à-vis des résistances mécaniques. Pour un dosage en CEM I inférieur à 1 % et au-delà de 7 jours, il semble bien qu'une teneur plus élevée en LHF (courbes en trait pointillé) conduit à des résistances plus élevées.

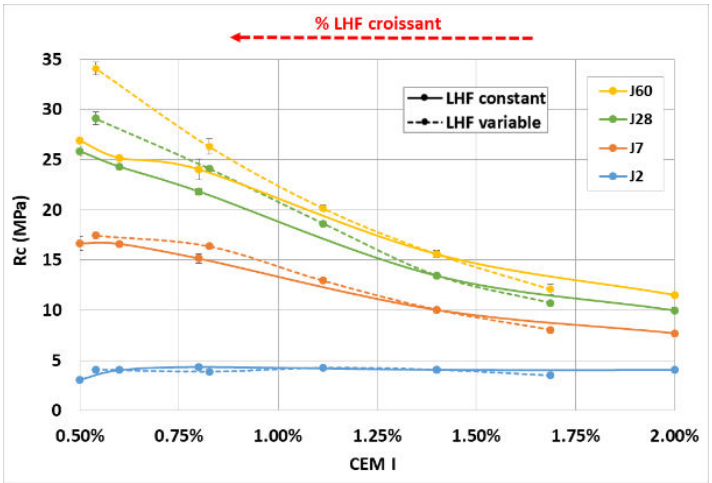


FIGURE 3. Comparaison des résistances en compression des mortiers de CSS à LHF constant et variable

Les résultats montrent toute la pertinence de la valorisation de gypse recyclé dans la confection d'un CSS : les résistances à 28 jours atteignant 30 MPa légèrement inférieures aux résultats de Baux et al. (2013) obtenus avec une anhydrite. La sensibilité du dosage des activateurs est mise en évidence. Les formulations envisagées indiquent que les performances mécaniques sont principalement régies par le dosage en clinker (ici CEM I). Un optimum, voisin de 0,5%, de CEM I, permet d'obtenir les meilleures performances mécaniques. Dans ces conditions, pour les formulations testées, le dosage en $CaSO_4$ évolue entre 5,86 % et 16.1%. L'identification d'un dosage optimum en $CaSO_4$ reste donc à évaluer.

REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier VEOLIA, et plus particulièrement Marie Glorennec pour le soutien financier au projet, sur lequel s'appuie ces résultats.

REFERENCES

Baux, C., Phelipot-Mardelé, A., Lanos, C., Pierre, A., Guilbert, J. (2013). Performance of sulfated cements. *CONSEC'2013*, Nanjing, China. RILEM PRO 84 : pp.1857-1870 - ISBN 978-2-35158-124-7

ECOCEM. Consulté le 03/2022 sur : https://ecocem.fr

L'info Durable (2021). Pollution : les industries du ciment et du béton s'attaquent à leurs émissions de CO_2. Consulté le 03/2022 : https://www.linfodurable.fr/environnement/pollution-les-industries-du-ciment-et-du-beton-sattaquent-leurs-emissions-de-co2

SETEC-LERM (2021). *Béton Bas Carbone : Perspectives et Recommandations*. Edition 2021, France : AQC, Réf MU2103. 24p.

Analyse exploratoire d'un modèle prédictif basé sur les réseaux de neurones artificiels pour l'évaluation du risque sismique d'un pont en béton armé

Mohammed RACHEDI [1], Mohammed MATALLAH [2]

[1] *Laboratoire SIAME, Fédération IPRA, Université de Pau et des Pays de l'Adour,Anglet, France*

[2] *RISAM Research Laboratory, University of Tlemcen, Tlemcen, ALGERIA*

RESUME Cet article traite de l'évaluation du risque sismique d'un pont en béton armé en tenant compte des différentes intensités de l'excitation sismique, de la variabilité du sol et de l'Interaction Sol Structures (ISS). L'objectif est d'explorer la valeur prédictive d'un modèle basé sur les réseaux de neurones artificiels. La stratégie consiste à former un réseau de neurones par une base de données numérique obtenue à partir d'une modélisation éléments finis à l'échelle semi-globale (éléments multifibres). Une prédiction optimale des réponses dynamiques non linéaires est obtenue à l'aide de réseaux de neurones artificiels. Enfin, des courbes de fragilité ont été établies en tenant compte de l'ISS pour trois classes de sol différentes. Les résultats ont révélé l'importance de prendre en compte les effets de l'ISS sur l'évaluation des dommages structurels sismiques et l'analyse du risque.

Mots-clefs Réseaux de neurones, risque sismique, ISS, ponts en BA

I. INTRODUCTION

Un réseau de neurones est une représentation artificielle du cerveau humain qui essaie d'imiter son processus d'apprentissage. Cet outil n'utilise pas les méthodes numériques traditionnelles mais implique une mise en réseau massivement parallèle et un apprentissage de ces réseaux pour résoudre des problèmes spécifiques. Un système conçu sur la base de l'intelligence artificielle doit être capable de stocker des données et de les utiliser pour résoudre des problèmes et d'apprendre de nouvelles informations par le biais d'expériences.

Dans le présent travail, un réseau de neurones est utilisé pour évaluer le risque sismique d'un pont en béton armé à l'aide des courbes de vulnérabilité. Ce réseau a besoin de données pour son processus d'apprentissage. Afin d'établir cette base de données, plusieurs analyses temporelles non linéaires ont été effectuées pour évaluer la réponse structurelle dynamique du pont. Ces analyses temporelles non linéaires sont effectuées en utilisant des modèles multifibres. Dans un

élément poutre multifibres, la section est discrétisée avec des fibres d'acier et des fibres de béton. Chaque fibre est affectée d'une loi de comportement non linéaire uniaxiale du matériau.

Des excitations sismiques temporelles, échelonnées à partir d'enregistrements sismiques réels, avec un PGA variant de 0,1g à 1g sont imposées en préservant d'autres caractéristiques sismiques comme le contenu fréquentiel ou la durée de l'enregistrement. Trois différents types de sols (B, C et D) ont été adoptés, afin de tenir compte de l'interaction sol structures.

II. APPRENTISSAGE DU RÉSEAU DE NEURONES

A. Base de données

À partir des analyses non linéaires temporelles effectuées, un ensemble de données sur les réponses structurelles dynamiques a été obtenu. Ces réponses constitueront la partie des sorties (output) de notre base de données destinée à l'apprentissage du réseau de neurones artificiels. Les entrées (Inputs), listées dans le tableau 1 seront classées en trois catégories :

- Données sismiques : 120 signaux sismiques caractérisés par : l'accélération maximale du sol (PGA), la vitesse maximale du sol (PGV) et le déplacement maximal du sol (PGD) ainsi que l'intensité spectrale (SI), la fréquence dominante et la durée.
- Données géotechniques : les différents paramètres de chaque classe de sol (G, Vs30 et qmax).
- Données structurelles : les dimensions de la fondation

- **TABLEAU 1. Paramètres du modèle**

PGA (g)	PGV (cm/s)	AI (m/s)	DF (Hz)	ED (s)	SI (m/s)	G (MPa)	Vs (m/s)	qmax (Mpa)
0.1-1.	0.9-425	0.05-22	0.29-3.26	4-24,5	0.13-1.32	20-250	100-360	0.40-4.10

B. Apprentissage du réseau de neurones

L'erreur quadratique moyenne (MES) est choisie pour évaluer les performances du réseau de neurones. La MSE mesurée du réseau neuronal entraîné donne une idée des performances du réseau, en particulier après l'application des données à d'autres cas non entraînés. L'erreur la plus faible obtenu pour chacun des 50 réseaux est celle du réseau avec 18 neurones, tel illustré sur la figure 1-a.

On peut apprécier dans la figure 1-b la très bonne qualité prédictive du réseau de neurone. Les indices d'endommagements critiques des piles de ponts calculés à partir du modèle numérique sont très bien reproduits par le réseau de neurone artificiel après la procédure d'apprentissage.

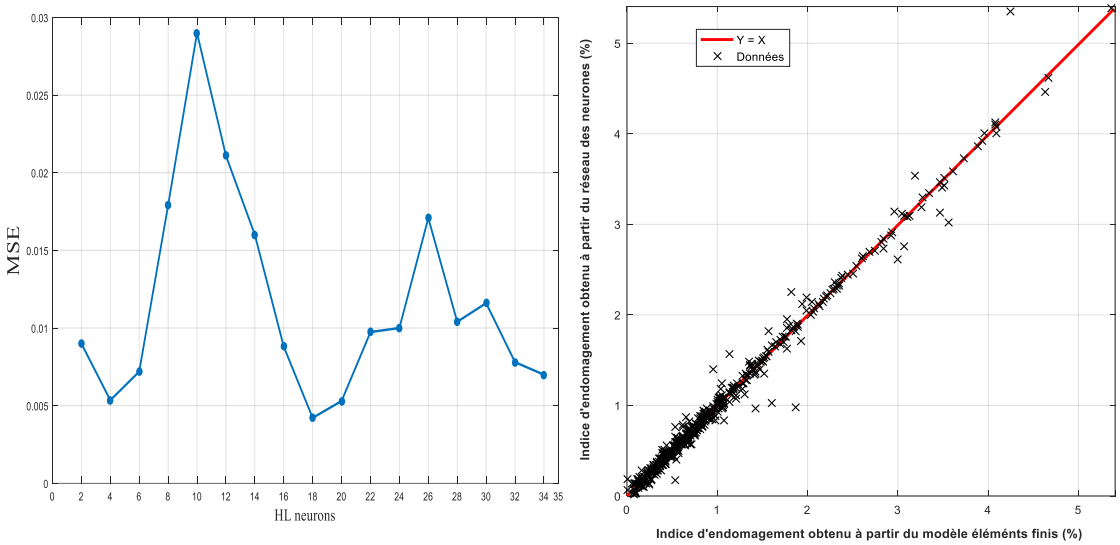


FIGURE 1. Apprentissage du réseau de neurones. a- l'erreur quadratique (MSE) en fonction du nombre de neurone, b- Confrontation des résultats prédits avec les résultats obtenus à partir un modèle éléments finis

III. ÉVALUATION DU RISQUE SISMIQUE

Une fois le réseau de neurones entrainé validé, on va l'utiliser pour générer un grand nombre de données en vue de l'établissement des courbes de fragilités. Les courbes de fragilité sont un outil largement utilisé pour l'évaluation du risque sismique (Shinozuka et al., 2002). Ces courbes sont définies comme la probabilité de dépassement d'un critère de défaillance (FEMA 356, 2000.) pour une intensité correspondante. L'évaluation de la probabilité de rupture pour chaque niveau d'intensité permet d'obtenir, en fin de processus, tous les points de la courbe de fragilité Fr (a) définie par l'équation suivante :

$$F_r(a) = P[G(Z) \leq 0 | A = \alpha] \cong \frac{\sum 1[G(Z) \leq 0 | A = \alpha]}{N_{Sa}} \quad (1)$$

La fonction 1 […] est égale à 1 si la valeur dépasse la valeur critique α, sinon elle vaut 0. Nsa est le nombre d'excitations sismiques avec la même PGA égale à "α".

La figure 2 illustre les courbes de fragilité obtenues grâce au réseau de neurones. Grâce à ces courbes on peut relever une augmentation significative du risque d'effondrement des piles du pont fondé sur des sols meubles (D) par rapport aux autres sols (B et C). Cela pourrait être attribué à l'amplification due à l'effet de l'interaction sol structure. D'autre part, pour une intensité sismique autour de 1g, la probabilité de dépassement du niveau de garantie des vies humaines (LF) est passée de 30 % en considérant l'état du sol B à 90 % pour un sol de classe D. Ainsi, les propriétés du sol et la prise en compte de l'interaction sol structure peuvent jouer un rôle crucial pour l'évaluation du risque sismique.

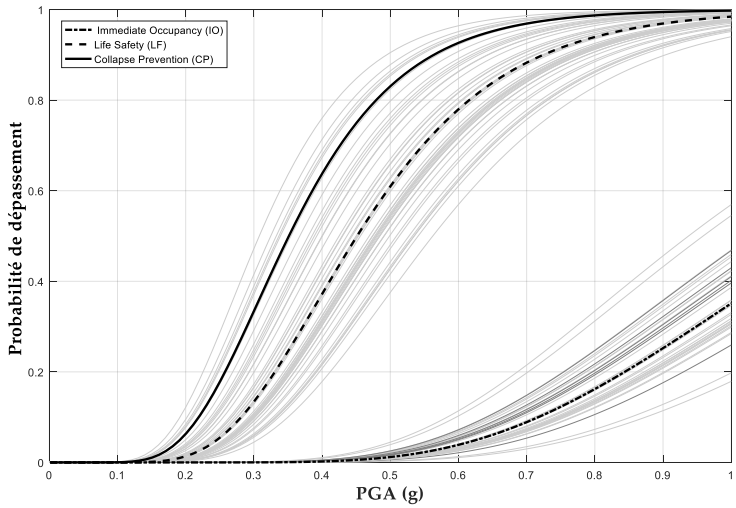


FIGURE 2. Courbes de Fragilité

IV. CONCLUSION

Le réseau de neurones entrainé montre une grande capacité de prédiction de la réponse structurelle du pont étudié. Cette capacité de prédiction a été évaluée pour plusieurs scénarios de sollicitation sismique avec prise en compte de plusieurs types de sols de fondation. Enfin, sur la base des résultats de ce réseau de neurones, des courbes de fragilité ont été établies

Une augmentation significative de la fragilité est observée pour les modèles SSI fondés sur des sols meubles (D) par rapport aux autres sols (B et C) démontrant ainsi la nécessité de la prise en compte de l'interaction sol structure dans l'évaluation du risque sismique.

REFERENCES

Shinozuka, M., S-H., K., Kushiyama, S., J-H, Y., 2002. Fragility curves of concrete bridges retrofitted by column jacketing". Earthquake Engineering And Engineering Vibration 02-0195–11.

FEMA, n.d. PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS 2000.

Amélioration des propriétés mécaniques des sols argileux par biocalcification MICP

O. Maston[1], T. Ouahbi[1], A. Dadda[1], A. El Hajjar[1], S. Taibi[1], L. Sapin[2], A. Esnault Filet[2], H. Souli[3], J-M. Fleureau[4]

[1]*Normandie University, UNIHAVRE, Laboratory of Waves and Complex Media, UMR 6294 CNRS, Le Havre, France (tariq.ouahbi@univ-lehavre.fr)*

[2]*Soletanche Bachy, Rueil-Malmaison, France*

[3]*Laboratoire de Tribologie et Dynamique des Systèmes - CNRS UMR 5513, École Nationale d'Ingénieurs de Saint-Étienne, Saint Étienne, France*

[4]*Université Paris-Saclay, CentraleSupélec, Laboratoire de Mécanique des Sols, Structures et Matériaux, UMR 8579 CNRS, Gif-sur-Yvette, France*

RESUME : Les enjeux climatique et environnementaux occupent une place de plus en plus importante dans notre société. C'est pour cela qu'on s'intéresse de plus en plus à la terre crue dans le domaine de construction afin de limiter les émissions de CO_2 et la consommation d'énergie fossile, mais également afin de revaloriser ce matériau présent en grande quantité et posant un problème de stockage. Le frein majeur à l'utilisation de la terre crue réside en sa fissuration lors de sa dessiccation du au retrait de sa fraction argileuse. Afin de viabiliser ce type de construction, les chercheurs se sont intéressés à différents type d'amendement permettant de réduire suffisamment la fissuration. L'ajout de renfort avec des fibres végétales à permis de réduire la fissuration mais reste insuffisant. C'est pour cela que nous nous sommes intéressés à l'utilisation de la biocalfication faisant l'objet de nombreuses études sur d'autre matériaux de construction depuis ces dernières années. Notre travail aura pour objectif de maîtriser la biocalcification dans les argiles pour ensuite l'élargir à la terre crue afin d'intervenir préventivement et curativement.

Mots-clefs : Argile, Biocalcification, MICP, Cohésion non-drainée.

I. INTRODUCTION

Le changement climatique est l'un des défis majeur et complexes du 21ème siècle. Une des principales causes responsables du réchauffement climatique est l'émission de gaz à effet de serre, notamment le CO2. L'aspect écologique d'un bâtiment ou d'un ouvrage prend une place de plus en plus importante dans l'industrie de la construction. Le secteur du BTP (Bâtiment et Travaux Publics) affecte fortement l'environnement à travers la consommation de ressources naturelles et d'énergie, l'émission des polluants et l'épuisement des ressources naturelles non renouvelables. Le recours à des matériaux de construction bio-sourcés à faibles impacts environnementaux devient de plus en plus nécessaire pour inverser les tendances actuelles.

Les éco-géo-matériaux à base de terre, renforcés éventuellement à l'aide de fibres végétales, constituent l'une des pistes prometteuses concernant l'avenir des matériaux de construction.

La biocalcification par MICP (Microbially Induced Calcite Precipitation) a émergé ces dernières années comme une solution potentielle et écologique pour l'amélioration des sols. Récemment, Xiao et al. 2020 ont utilisé la MICP pour renforcer des échantillons d'argile, en mélangeant le sol avec la bactérie et la solution calcifiante. Le but de cette étude consistait à voir l'efficacité mécanique de ce processus sur les argiles par la réalisation des essais de compression simple. Par contre, Liu et al. 2020 ont utilisé la MICP par pulvérisation en surface pour renforcer des échantillons d'argile contre la fissuration par dessiccation. Cette étude a montré l'efficacité de cette technique pour atténuer ce phénomène par la diminution du nombre, de l'épaisseur et de la longueur des fissures.

Dans la présente étude on envisage d'utiliser le MICP pour renforcer des échantillons d'argiles contre la fissuration. Ce travail débute expérimentalement en utilisant la méthode de soil-mixing pour la préparation d'échantillons d'argile traités avec et sans MICP, afin d'évaluer l'accroissement de la résistance de notre argile grâce au traitement MICP.

II. MATERIAUX ET METHODES

Le matériau étudié est une kaolinite naturelle de couleur jaune nommée P300. Ses caractéristiques sont résumées dans le tableau 1.

TABLEAU 1. Caractéristiques de la kaolinite P300 (El Hajjar et al. 2020, 2021)

Matériaux	Limite de liquidité W_L (%)	Indice de plasticité I_P (%)	Densité solide G_s (g/cm³)
Kaolinite P300	40	20	2,65

Les échantillons d'argiles avec et sans traitement MICP sont préparés par malaxage à l'aide de la technique de soil-mixing, afin d'obtenir des échantillons homogènes.

$$CH_4N_2O + 2H_2O \rightarrow 2NH_4^+ + CO_3^{2-} \quad (1)$$

$$Ca^{2+} + CO_3^{2-} \rightarrow CaCO_3 \downarrow \quad (2)$$

Le mécanisme fondamental de la MICP peut être caractérisé par les équations (1 et 2), correspondant respectivement à deux étapes : (1) l'urée est hydrolysée par voie uréase microbienne pour former des ions ammonium et carbonate ; (2) les ions de calcium libres vont réagir avec le précédent produit des ions carbonates pour générer des précipitations de calcite (Figure 1).

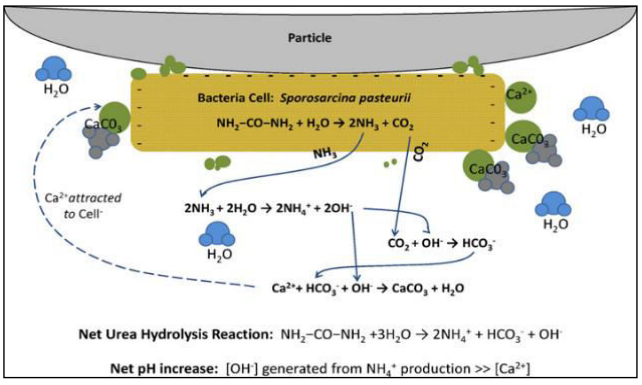


FIGURE 1. Processus de précipitation du CaCO3 dans les particules de sable (Dejong et al. 2010)

Pour obtenir nos échantillons, nous préparons en amont une solution aqueuse dans laquelle on mélange nos bactéries (Les Sporosarcina Pasteurii) et une solution nutritive composée d'une base carbone (l'urée) et d'une base calcium (le CaCl2 ou l'acétate). Après dissolution dans l'eau, nous mélangeons nos solutions bactérienne et nutritive pour obtenir une solution calcifiante. Cette solution calcifiante sera versée sur un volume de poudre d'argile P300 qui sera malaxé afin d'obtenir une pâte d'argile avec une teneur en eau homogène (Figure 2).

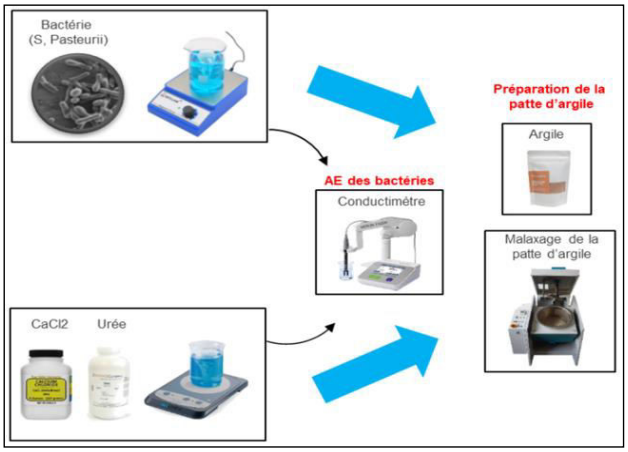


FIGURE 2. **Préparation de la pâte d'argile traité par la MICP**

Après la préparation de la pâte d'argile, on la coule par couche dans des pots de 5 cm de diamètre et de 7 cm d'hauteur afin de réaliser des essais au scissomètre, dans le but d'évaluer la cohésion non-drainée de notre matériau.

Le calcul de la cohésion non-drainée d'une argile est basé sur la mesure d'un angle de rotation qui permet de remonter à un couple de force M. La mesure de la cohésion non drainée C_U est donnée par l'équation 3 suivante :

$$C_U = \frac{6\,M}{\pi\,D^2\,(3H+D)} \tag{3}$$

Où D et H sont respectivement le diamètre et la hauteur de la pale.

III. RESULTATS ET DISCUSSION

Les premiers résultats obtenus sur l'effet du traitement en amont à l'aide de la MICP d'une kaolinite sont très encourageants, notamment en termes d'augmentation de la cohésion non drainée (C_U) obtenue à partir des mesures de résistance au cisaillement sous contrainte normale nulle à l'aide d'un Scissomètre de laboratoire (Figure 3). Lorsque que l'on observe le profil des deux courbes, on constate que C_U augmente lorsque la teneur en eau diminue. En effet, plus la teneur en eau en milieu saturé sera élevée plus la distance entre les particules d'argile sera importante. La cohésion résultante sera donc plus faible étant donné qu'elle caractérise l'attraction entre les particules d'argile autrement dit la « colle » entre ces particules. De plus, on remarque le bon fonctionnement du traitement MICP (à 72h) qui grâce à la création de ponts de calcite entre les particules et les agrégats d'argile, rigidifie la structure. Cet accroissement de résistance est présenté par la différence de Cu entre les deux courbes pour une même teneur en eau.

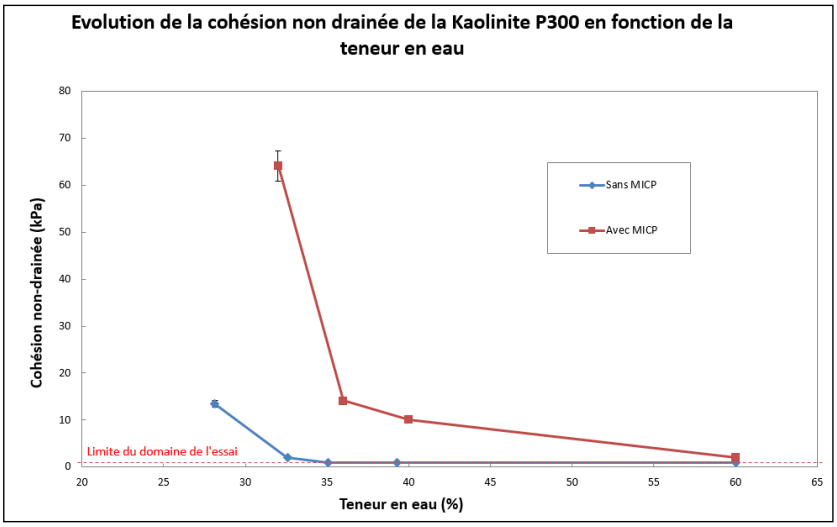


FIGURE 3. **Comparaison de la cohésion non drainée de la Kaolinite P300 avec et sans MICP**

IV. CONCLUSION

L'utilisation de la biocalcification dans les argiles et plus généralement la terre crue semble prometteuse. L'accroissement de la résistance obtenue dans nos essais en sont témoin. De nombreuses expérimentations seront à mener pour constater la potentielle limitation de la fissuration des argiles lors de leur dessiccation grâce à la biocalcification. Grâce à la maîtrise de ce phénomène, nous pourrons avec les bons protocoles de préparation limiter la fissuration notamment avec le potentiel couplage de la MICP avec l'ajout de renforts en fibres végétales. Cet assemblage d'amendement plus « vert » dans le domaine de la construction permettra de faire un pas vers la réponse aux enjeux climatique et environnementaux d'aujourd'hui.

REFERENCES

DeJong, J. T., Mortensen, B. M., Martinez, B. C., and Nelson, D. C. (2010). Bio-mediated soil improvement. Ecological Engineering, 36(2) :197–210.

El Hajjar, A., Ouahbi, T., Taibi, S., Eid, J., Hattab, M., Fleureau, J.M. Assessing crack initiation and propagation in flax fiber reinforced clay subjected to desiccation. Constr. Build. Mater. 2021, 278, 122392.

El Hajjar, A, Ouahbi, T, Eid, J, Hattab, M, Taibi, S. Shrinkage cracking of unsaturated fine soils: New experimental device and measurement techniques. Strain. 2020; 56:e12352.

Liu, B., Zhu, C., Tang, C. S., Xie, Y. H., Yin, L. Y., Cheng, Q., & Shi, B. (2020). Bio-remediation of desiccation cracking in clayey soils through microbially induced calcite precipitation (MICP). Engineering geology, 264, 105389.

Xiao, J. Z., Wei, Y. Q., Cai, H., Wang, Z. W., Yang, T., Wang, Q. H., & Wu, S. F. (2020). Microbial-Induced Carbonate Precipitation for Strengthening Soft Clay. Advances in Materials Science and Engineering, 2020.

Evaluation de l'impact d'un béton végétal autoclavé sur la qualité de l'air intérieur

C. Perez[1,2], C. Lors[2], L. Tinel[1], M. Verriele[1], N. Locoge[1], F. Becquart[2]

[1] *IMT Nord Europe, Institut Mines-Télécom, Univ. Lille, CERI Energie et Environnement,*

[2] *CERI Matériaux et Procédés, F-59000 Lille, France*

RESUME L'utilisation de béton végétal produit par traitement d'autoclavage constitue une voie de développement pertinente à explorer des points de vue de la réduction de l'impact carbone et de la problématique de compatibilité des granulats végétaux en interaction cimentaire. Le développement fongique sur un béton végétal, riche en matière organique, peut être source de composés organiques volatils microbiens (COVm) et peut donc détériorer la qualité de l'air intérieur (QAI) et induire des nuisances olfactives. Ce travail évalue l'impact sur la QAI d'un béton préfabriqué à base de chanvre et curé en autoclave. Les émissions de COV et de spores fongiques issues du béton végétal, soumis à trois humidités relatives (50, 75 et 95%) et à 23°C sont suivies conjointement à la croissance fongique en chambre d'émission pendant 28 jours. Les COV sont quantifiés par prélèvement sur adsorbants et analyse par GC-MS et HPLC-UV ; les émissions sont soumises à une analyse olfactive selon une méthode objectivée (Langage des Nez®). Après 28 jours à 50 puis 75 et 95% d'HR, aucune croissance fongique significative n'a été mise en évidence ; le béton végétal autoclavé à base de chanvre peut être considéré comme faiblement émissif de COV. Dans les conditions d'essais, le béton végétal autoclavé est par ailleurs source d'une odeur pouvant être rapprochée d'une combinaison d'odeurs générées indépendamment par des molécules pyrogénées, aromatiques, aminées et chloré.

Mots-clefs Béton végétal à base de chanvre, Autoclavage, Emissions de COV, Colonisation fongique, Odeurs

I. INTRODUCTION

La nécessité de construire un avenir plus durable nous pousse à réduire la consommation d'énergie et les émissions de gaz à effet de serre. Le secteur du bâtiment est l'un des plus gros émetteurs de gaz à effet de serre (plus de 120 millions de tonnes éq. CO_2 / an) en France. Par ailleurs, les exigences en termes de confort et de qualité de l'air intérieur (QAI) ne cessent d'augmenter. On ne peut donc nier l'urgence de développer de nouveaux matériaux ayant une faible empreinte écologique et un faible impact sur la QAI.

Les matériaux de construction biosourcés composés d'un liant minéral (ciment ou chaux) associé à des fibres végétales, sont de bons candidats pour relever ce défi. Leur principal avantage est que le carbone biogénique, stocké dans la biomasse végétale utilisée, reste dans le matériau, ce qui réduit le bilan global d'émissions de CO_2. Une cure en autoclave de bétons végétaux peut également permettre de réduire l'empreinte carbone du matériau en s'affranchissant de l'utilisation de base cimentaire. Ce procédé d'autoclavage est déjà utilisé pour le durcissement du béton cellulaire expansé (base silico-calcaire). Les matériaux de construction biosourcés

autoclavés développés de façon pionnière à l'échelle laboratoire par l'IMT Nord Europe s'inscrivent dans un contexte d'innovation pour une transition écologique caractérisée entre autres par des matériaux plus bas carbone que les standards. Néanmoins, avant d'être utilisés, ces nouveaux matériaux doivent être validés du point de vue de leur impact sur la QAI. Le développement fongique à leur surface, source de composés organiques volatils microbiens (COVm), peut détériorer la qualité de l'air et induire des nuisances olfactives. Les champignons microscopiques pourraient être plus enclins à coloniser les matériaux biosourcés car leur contenu organique élevé constitue une source de nutriments.

Ce travail a pour objectif d'évaluer l'impact sur la QAI d'un nouveau béton de construction à base de chanvre curé par autoclavage. Les émissions de COV, la colonisation fongique à la surface des matériaux, les émissions de spores fongiques dans l'air et les odeurs associées à ces matériaux sont examinées. Le matériau est étudié à trois humidités relatives (HR) distinctes pendant trois périodes successives de 28 jours, chaque période correspondant à une HR. La première est de 50%, comme demandé par l'arrêté du 19 Avril 2011 relatif à l'évaluation des émissions de COV des matériaux de construction. Les deux tests d'HR suivants à 75% et 95% placent le matériau dans des conditions respectivement peu et très favorables à la croissance fongique, afin d'évaluer sa susceptibilité à la colonisation fongique.

II. MATERIELS ET METHODES

Des blocs de bétons préfabriqués (par vibrocompaction) à base de chanvre, de chaux et de sables, ont été curés en autoclave à 150°C, sous une pression de 4.7 bars pendant 6 heures, puis séchés 7 jours à 40°C. La température de cure en autoclave est celle préconisée par les travaux de Karam et al., (2021), portant sur l'influence d'une cure vapothermale sur les propriétés physiques et chimiques de granulats de chanvre.

En première approche, des analyses olfactives, et microbiologiques ont été réalisées sur (i) le mélange de béton végétal non autoclavé, (ii) des blocs de dimension 4×4×16 cm après autoclavage et après séchage, (iii) un bloc de béton cellulaire minéral autoclavé du commerce, utilisé comme matériau référent (analyses olfactives seulement).

Les analyses olfactives ont été réalisées sur des échantillons de quelques cm^3 prélevés sur les matériaux cités ci-avant, placés dans des bocaux de 100 mL et chauffés pendant 30 min à 50°. Ils ont ensuite fait l'objet d'une analyse olfactive selon une méthode objectivée par un panel de 3 à 7 personnes formées (Verriele et al., 2011). Ces analyses non quantitatives ont permis d'évaluer la nature odorante générée par les échantillons selon des référents partagés par tous.

Par ailleurs, un bloc à l'échelle 1:1 (40×40×20 cm) produit en même temps que les blocs de 4×4×16 cm a été placé à l'intérieur d'une chambre d'essai Climpaq (V = 225 L) conformément aux instructions de la norme ISO-16000-9 (2006) (Fig. 1). La chambre d'émission, maintenue à 23±2°C, a été balayée en permanence avec de l'air zéro humidifié à 50±5%. Après 28 jours, l'HR de l'air d'entrée a été modifiée à 75±5% et après 28 jours supplémentaires, elle a été modifiée à 95±5%, à nouveau pour 28 jours. Tous les 28 jours, des échantillons d'air ont été prélevés en sortie de la chambre pour l'analyse des COV et la quantification des moisissures dans l'air et à la surface du

béton végétal. Par ailleurs la qualité odorante de l'air en sortie d'enceinte a été évaluée tous les 7 à 10 jours pendant toute la durée de l'expérimentation par un panel de 3 personnes formées.

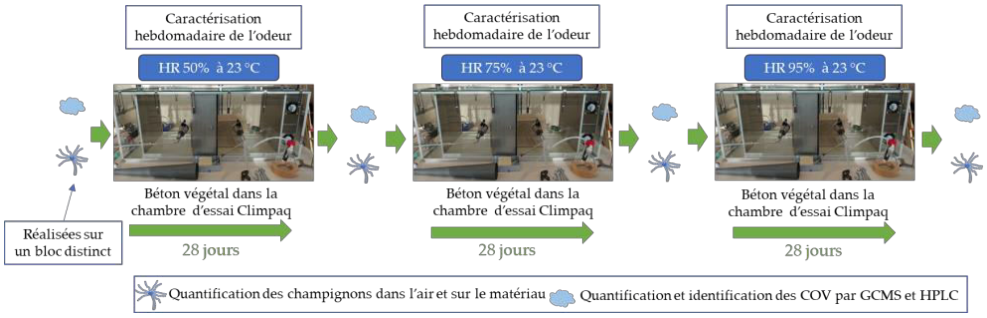


FIGURE 1. Méthode d'évaluation, en chambre d'essai Climpaq, de l'impact du béton végétal sur la QAI

L'échantillonnage des COVt a été fait en prélevant l'air de sortie (200mL/min pendant 165 minutes) sur des tubes Tenax et des cartouches DNPH (2,4-dinitrophénylhydrazine) au moyen d'une pompe. Les COV dans les tubes Tenax ont été séparés après désorption thermique par chromatographie en phase gazeuse et analysés par spectrométrie de masse couplée à un détecteur à ionisation de flamme (TD-GC-MS/FID) et les cartouches DNPH ont été analysées par chromatographie liquide haute performance avec un détecteur UV (HPLC-UV).

Les spores fongiques présentes dans l'air de la chambre Climpaq ont été échantillonnées en filtrant l'air de sortie à travers un filtre en gélatine et un contre-filtre en polycarbonate (norme ISO-16000-16 (2008)). Les spores présentes sur les filtres sont mises en suspension dans 5 mL d'une solution de NaCl (8.5 g/L, pH=6.97). Les champignons microscopiques présents à la surface des blocs de béton végétal à l'échelle 1:1 et des blocs 4×4×16 cm après autoclavage et après séchage ont été échantillonnés à l'aide d'écouvillons stériles. Les spores présentes sur les écouvillons ont été mises en suspension dans une solution tampon (KH_2PO_4 3.25 g/L, Na_2HPO_4, $7H_2O$ 10.94 g/L, NaCl 4.3 g/L et Tween 80 à 0.01% v/v, pH= 6.94). De plus, environ 10 g de mélange de béton végétal non autoclavé ont été mélangés à la solution tampon sous agitation pendant 15 minutes. Le même protocole a été réalisé sur des morceaux (environ 5 g) prélevés au niveau du bloc 4×4×16 cm après séchage et après autoclavage. Des dilutions en série (10^0 à 10^2) ont été réalisées à partir des suspensions issues des filtres, des prélèvements de matériau et des écouvillons pour ensemencer des boîtes de Pétri contenant les milieux gélosés YGC et DG-18 (norme ISO-16000-17, (2009)). Les dénombrements de la population fongique ont été réalisés après 7 à 10 jours d'incubation à 25°C.

III. RESULTATS ET DISCUSSION

Les analyses microbiologiques réalisées sur le mélange brut n'ont pas permis de détecter d'Unités Formant Colonies (UFC). Il en est de même pour le bloc 4×4×16 cm après séchage et après autoclavage. Après 28 jours dans la chambre d'essai à une humidité relative de 50%, les analyses microbiologiques réalisées avec la suspension non diluée ont montré :

- Prélèvements d'air : Seules 2 UFC ont été détectées indiquant une probable présence de cellules fongiques mais trop faible, moins de 90 UFC/m^3, pour être significativement évaluée.

- Echantillonnages de surface sur le bloc à l'échelle 1 :1 : Seule une UFC a été détectée correspondant à moins de 2 UFC/cm².

Aucune des analyses microbiologiques réalisées après 28 jours à une HR de 75 % puis à une HR de 95% n'ont détecté de croissance fongique sur aucun des échantillons d'air ou de surface prélevés. Ces résultats semblent montrer que lors des 3 mois suivant sa fabrication, le béton de chanvre ne permet pas de développement fongique à sa surface et ce même dans des conditions très favorables. Cette conclusion est probablement en lien avec la formulation du matériau qui entraine un pH de surface trop élevé pour permettre la colonisation du matériau par des microorganismes fongiques.

Les analyses des COVt à l'issue des 28 jours à 50% d'HR ont révélé des concentrations d'exposition de de 185,6 µg/m³ pour l'acétaldéhyde et de 303,5 µg/m³ eq toluène pour les COVt. Conformément aux limites définies par l'arrêté du 16 Avril 2011 pour l'étiquetage des matériaux de construction, les concentrations d'expositions de l'acétaldéhyde et des COVt sont inférieures à respectivement 200 et 1000 µg/m³ et placent donc le béton végétal à base de chanvre dans la catégorie A⁺, celle des matériaux les moins émissifs. Après 28 jours d'exposition à 75% d'HR puis à 95% d'HR, des concentrations d'exposition de 168,9 puis 246,4 µg/m³ pour l'acétaldéhyde et de 310,5 puis 301,9 µg/m³ eq toluène pour les COV totaux ont été mesurés. Même si les émissions des COVt aux différents RH ne semble pas varier beaucoup, différents COVs suivent des tendances très contrastés sous les différentes HR. Ces tendances peuvent être expliquées par leurs caractéristiques physico-chimiques.

Pour les émissions olfactives, les pôles majoritairement perçus sont les pôles aromatique, pyrogéné phénolé et aminé chloré, pour les deux bétons, végétal et minéral. Dans le béton minéral, le pôle pyrogéné phénolé est cependant très peu ressenti. Pour le béton végétal, le benzaldéhyde, COV majoritaire détecté par GC-MS est un composé dont l'odeur est un référent du pôle aromatique et peut être la source de l'odeur aromatique perçue. Après autoclavage, le pôle aminé chloré est représenté en forte proportion puis diminue avec le séchage. Après séchage et exposition à un air d'une HR de 50%, la proportion du pôle pyrogéné phénolé augmente.

IV. CONCLUSION

Le travail présenté dans cette étude permet de déterminer si un béton végétal à base de chanvre produit par cure en autoclave peut être utilisé pour la construction sans impacter la QAI. Pour cela, il a été caractérisé d'un point de vue microbiologique, émissif et olfactif. Après 28 jours à 50% d'HR, le béton végétal autoclavé peut être considéré comme très faiblement émissif de COV. On observe de faibles variations des émissions COVt en fonction de l'HR, elles sont largement dictés par le comportement du COV majoritaire, l'acétaldéhyde. Lors des essais à 50, 75% et 95% d'HR aucun développement fongique n'a été observé semblant indiquer une résistance du matériau à la colonisation fongique dans les 3 mois suivants sa fabrication. Dans les conditions d'essai, le béton végétal autoclavé est source d'une odeur contenant principalement les mêmes pôles qu'un béton cellulaire expansé, particulièrement les pôles aminé chloré et aromatique, mais la proportion de ces pôles est variable de la fabrication à la mise en service.

REFERENCES

Karam, R., Becquart, F., Abriak, N.-E., & Khouja, H. (2021). Vapothermal curing of hemp shives: Influence on some chemical and physical properties. *Industrial Crops and Products*, 171, 113870. https://doi.org/10.1016/j.indcrop.2021.113870

Verriele, M., Plaisance, H., Vandenbilcke, V., Locoge, N., Jaubert, J. N., & Meunier, G. (2012). Odor evaluation and discrimination of car cabin and its components: application of the "field of odors" approach in a sensory descriptive analysis. *Journal of Sensory Studies*, *27*(2), 102-110. https://doi.org/10.1111/j.1745-459X.2012.00371.x

Development of a 3D printable mortar with flash-calcined sediment

Jana Daher[1], Joelle Kleib[1], Mahfoud Benzerzour[1], Georges Aouad[1, 2], Nor-Edine Abriak[1]

[1] *Univ. Lille, IMT Lille Douai, Univ. Artois, Yncrea Hauts-de-France, ULR 4515 - LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, F-59000 Lille, France*

[2] *Faculty of Engineering, University of Balamand, UOB, Al Koura, Lebanon*

Corresponding author: jana.daher@imt-nord-europe.fr

ABSTRACT This study investigates the feasibility of using dredged sediment, which is now classified as waste, to partially replace Ordinary Portland Cement (OPC) in concrete 3D printing. The sediment used in this study was thermally treated using the flash calcination method. Mortars with varying flash-calcined sediment percentages (ranging from 0 to 20%) are studied and characterized in both fresh and hardened states. A manual gun device was used to test their printability (extrudability and buildability). The flow table test and the fall cone test were used to assess their workability and structural build-up, respectively. Furthermore, the compressive strength of the mortars was determined after 1, 7, and 28 days. The results show that it is possible to 3D print mortars containing up to 10% flash-calcined sediment while maintaining acceptable extrudability and buildability. Furthermore, no significant decrease in compressive strength was observed when flash-calcined sediment was added to the control mixture.

Keywords 3D printing, flash-calcined sediment, extrudability, buildability, compressive strength

I. INTRODUCTION

The preservation of natural resources, as well as the reuse and recycling of waste materials and by-products in the cement/concrete industry, has recently received a lot of attention in order to attain sustainable development. In parallel, the volume of dredged sediments in France each year is approximately 50 Mm^3 (Zhao et al., 2018). Nowadays, sediments are being recycled in a range of fields and industries, including road and underlays construction (Dubois et al., 2009) as well as brick production (Cappuyns et al., 2015; Hamer and Karius, 2002). Recent research has focused on reusing sediments as alternative materials in concrete to reduce the environmental impact of cement manufacturing and limit the consumption of natural resources required for concrete production (Amar et al., 2020; Aouad et al., 2012; Benzerzour et al., 2018; Zhao et al., 2018). These studies have demonstrated that incorporating sediments into cement, mortar, and concrete is extremely promising. Sediments, on the other hand, frequently contain contaminants and must be treated specifically to achieve the desired results. Recently, a novel and low-energy-consumption method known as "flash calcination" has been used to efficiently treat sediments by activating specific sedimentary phases (Scrivener et al., 2018).

Although many studies have been carried out on the implementation of dredged sediments in the construction field, none have yet been conducted on their use in concrete 3D printing. Hence, the goal of this research is to recycle dredged sediment to develop an environmentally friendly 3D printable waste-based mortar. The flash-calcined sediment is then used as a partial replacement for OPC to create a printable mortar that reduces cement consumption through waste material valorization. In this study, mixtures with various additions of flash-calcined sediment were developed and characterized.

II. MATERIALS AND METHODS

The materials used in this study were Ordinary Portland Cement (OPC) CEM I 52.5N provided by EQIOM (France), with a density of 3.15 g/cm^3 and a median particle diameter (D50) of 8.82 µm, fluvial sediment from Noyelles-sous-Lens (France), thermally treated by the method of flash calcination at 750 °C, with a density of 2.64 g/cm^3. Furthermore, two admixtures were used: CHRYSO® Fluid Optima 100 acting as a superplasticizer/high range water reducer (HRWR) with a dry content of 31%±1.5% and BELITEX® ADDICHAP acting as a viscosity modifying agent (VMA) in the form of a white powder.

Mixtures containing various percentages of flash-calcined sediment (0, 5, 10, 15, and 20%) were studied. Substitutions were made based on volume, and in order to uniquely evaluate the influence of sediment content on the fresh and hardened properties of the mixes, the water/binder ratio (w/b) was kept at 0.4 and the admixtures dosages were kept at 0.4% and 0.8% of the binder's weight for VMA and HRWR respectively. The composition of the tested mortars is shown in Table 1, where REF denotes the reference mixture without flash-calcined sediment (i.e., 100% OPC) and the others denote the mixtures containing flash-calcined sediment (FS) partially replacing OPC (e.g., FS10 corresponds to the mixture containing 10% FS and 90% OPC).

TABLE 1. Composition of mortars

Mixtures	REF	FS5	FS10	FS15	FS20
Sand (g)	850	850	850	850	850
OPC (g)	682.75	648.61	614.48	580.34	546.2
FS (g)	0	28.61	57	85.83	114.01
W/B	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
VMA (%)	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
HRWR (%)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8

To characterize the developed mortars in both their fresh and hardened stages, many tests were conducted. A manual gun device with a 2 cm circular nozzle diameter was used to assess the printability (extrudability and buildability) of mortars on a laboratory scale and subsequently a gantry Mini Printer for larger prints. The material was first defined extrudable when it exited the printing nozzle smoothly without causing any blockage or segregation, then buildable when it could resist its own weight and the weight of the following deposited layers without majorly deforming or collapsing. Then, the flow table test was carried out to assess the flowability/workability of the mortars according to the NF EN 1015-3 standard. In addition, the

fall cone test was used to compute the yield stress and its evolution over time as well as the structural build-up of developed mortars. It was carried out according to the NF EN ISO 17892-6 standard as well as a previous study done by Baz et al. (Baz et al., 2021). The test uses a specific equation to calculate the yield stress values corresponding to a series of recorded penetration depths caused by an imposed load of a well-defined cone into the mortars. The used cone had a 30° angle and a total mass of 230 g. In this work, the cone's penetration depth into the mixed material placed in a circular container was measured using the same approach and methods as in (Baz et al., 2021) every 150 s for a total duration of 1320 s. Thereafter, the corresponding yield stresses (τ) in MPa were computed using the obtained penetration depths (h), as shown in Eq. (1), where (F) is the force generated by the cone mass:

$$\tau = (F\cos\theta^2) / (\pi h^2 \tan\theta) \quad (1)$$

Finally, the compressive strength of mortars was measured on regularly cast 4*4*16 cm beams at 1, 7, and 28 days, following the NF EN 196-1 standard, to better understand the effect of the binder composition on the hardened properties of the mortars.

III. RESULTS AND DISCUSSION

Using the manual gun device, it was shown that the increasing addition of sediment made the mixes drier and more difficult to extrude. Figure 1 shows the various printed mixes at laboratory scale. In comparison to the REF mix, FS5 and FS10 were easily extrudable and did not cause any blockage issues or printing difficulties. FS15 and FS20, on the other hand, were dry, difficult to extrude, and could not be printed properly. Based on these observations, the mix FS10 was chosen to be tested and printed on a larger scale with a gantry Mini Printer, as shown in Fig. 2.



FIGURE 1. Printed mixes with the manual gun device (REF – FS5 – FS10 – FS15 –FS20)



FIGURE 2. FS10 mix printed with a gantry Mini Printer

The flow table test (Fig. 3) showed that the flow diameter and workability of the developed mortars decreased linearly with sediment addition, which can be attributed to sediments' high water demand (Zhao et al., 2018).

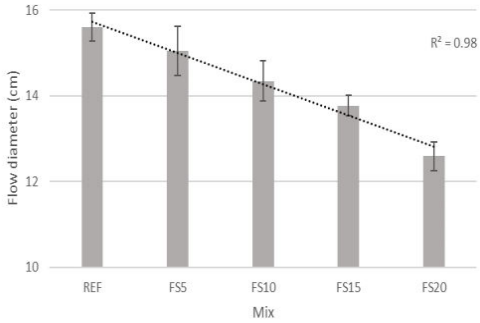


FIGURE 3. Variation of flow diameter with the addition of flash-calcined sediment

The fall cone test showed that variation of the yield stress of all mortars increases with time and that as the sediment content increases, the slope of the curves increases, implying that the addition of flash-calcined sediment leads to an increase in the structural build-up of mortars. In addition, the evolution of the yield stress with time can be established using a linear model with a high correlation factor (R^2), similarly to the findings of Bilal et al. (Baz et al., 2021) and Roussel (Roussel, 2006, 2005).

The compressive strength of mortars is shown in Fig. 5. FS5 and FS10 recorded strength values that are comparable to the REF mix, with FS5 exceeding REF at 1 and 28 days and FS10 exceeding REF at 1 and 28 days. However, higher substitution rates (15% and 20%) result in a slight decrease in compressive strength. These findings show that up to 10% of sediments can help improve the overall resistance by promoting the development of cement hydration (Dang et al., 2013).

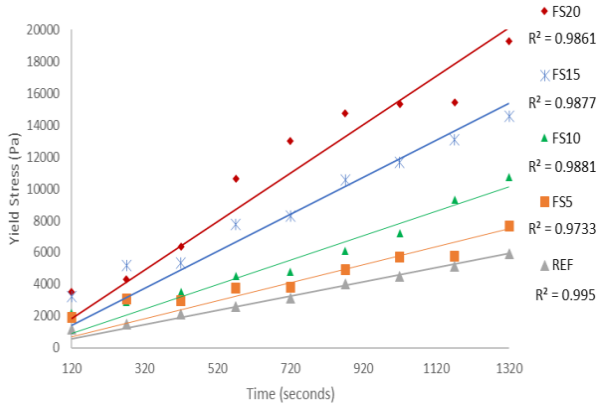


FIGURE 4. Yield stress evolution of mortars with time

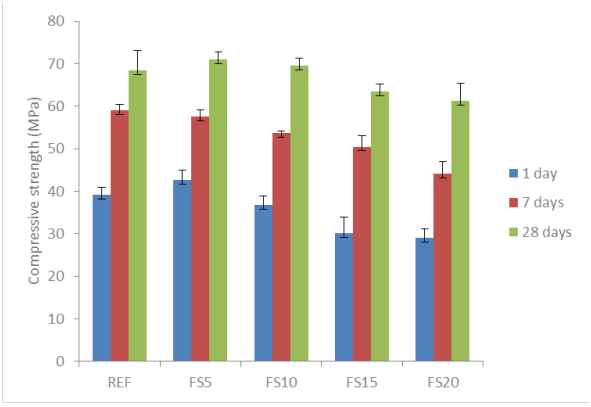


FIGURE 5. Compressive strength of mortars

IV. CONCLUSION

Flash-calcined dredged sediment had proven to be a viable and suitable material to replace OPC in the development of an eco-friendly 3D printable waste-based mortar. Mixtures with up to 10% flash-calcined sediment replacement of OPC (i.e., REF, FS5, and FS10) were printable (extrudable and buildable). A gantry Mini Printer was used to print FS10 on a greater scale. However, the addition of sediment reduced the flowability of mortars. In addition, the fall cone tests showed that the yield stress and structural build-up of all mortars with different sediment additions were linear over time. In terms of the hardened properties of the developed mixes, mortars containing

5% and 10% flash-calcined sediment had similar to higher compressive strength than the reference mortar, whereas mortars containing more sediment had lower compressive strength (15% and 20%).

REFERENCES

Amar, M., Benzerzour, M., Kleib, J., Abriak, N.E., 2020. From dredged sediment to supplementary cementitious material: characterization, treatment, and reuse. Int. J. Sediment Res. https://doi.org/10.1016/j.ijsrc.2020.06.002

Aouad, G., Laboudigue, A., Gineys, N., Abriak, N.E., 2012. Dredged sediments used as novel supply of raw material to produce Portland cement clinker. Cem. Concr. Compos. 34, 788–793. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2012.02.008

Baz, B., Remond, S., Aouad, G., 2021. Influence of the mix composition on the thixotropy of 3D printable mortars. Mag. Concr. Res. 1–13. https://doi.org/10.1680/jmacr.20.00193

Benzerzour, M., Maherzi, W., Amar, M.A.A., Abriak, N.E., Damidot, D., 2018. Formulation of mortars based on thermally treated sediments. J. Mater. Cycles Waste Manag. https://doi.org/10.1007/s10163-017-0626-0

Cappuyns, V., Deweirt, V., Rousseau, S., 2015. Dredged sediments as a resource for brick production: Possibilities and barriers from a consumers' perspective. Waste Manag. 38, 372–380. https://doi.org/10.1016/j.wasman.2014.12.025

Dang, T.A., Kamali-Bernard, S., Prince, W.A., 2013. Design of new blended cement based on marine dredged sediment. Constr. Build. Mater. 41, 602–611. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.11.088

Dubois, V., Abriak, N.E., Zentar, R., Ballivy, G., 2009. The use of marine sediments as a pavement base material. Waste Manag. 29, 774–782. https://doi.org/10.1016/j.wasman.2008.05.004

Hamer, K., Karius, V., 2002. Brick production with dredged harbour sediments. An industrial-scale experiment. Waste Manag. 22, 521–530. https://doi.org/10.1016/S0956-053X(01)00048-4

Roussel, N., 2006. A thixotropy model for fresh fluid concretes: Theory, validation and applications. Cem. Concr. Res. 36, 1797–1806. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.05.025

Roussel, N., 2005. Steady and transient flow behaviour of fresh cement pastes. Cem. Concr. Res. 35, 1656–1664. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2004.08.001

Scrivener, K.L., John, V.M., Gartner, E.M., 2018. Eco-efficient cements: Potential economically viable solutions for a low-CO2 cement-based materials industry. Cem. Concr. Res. 114, 2–26. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.03.015

Zhao, Z., Benzerzour, M., Abriak, N.E., Damidot, D., Courard, L., Wang, D., 2018. Use of uncontaminated marine sediments in mortar and concrete by partial substitution of cement. Cem. Concr. Compos. 93, 155–162. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2018.07.010

A new hybrid FEM-DEM approach for more realistic evaluation of masonry structures

Angela FERRANTE[1], Frédéric DUBOIS[1], Pierre MORENON[2,3]

[1] *LMGC, CNRS, Univ. Montpellier, Montpellier, France*

[2] *Université de Toulouse, UPS, INSA, LMDC (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions), 135, avenue de Rangueil, F-31 077 Toulouse Cedex 04, France*

[3] *Toulouse Tech Transfer, 118 route de Narbonne, CS 24246, 31432 Toulouse Cedex 04, France*

RESUME The present work proposes a new hybrid FEM-DEM strategy, which combines the advantages of the classical finite and discrete element methods. The present paper illustrates the capabilities of the hybrid model in reproducing the behavior of masonry during experimental tests. In this hybrid approach, deformable blocks, managed by a damage model, interact each other through contact joints governed by frictional cohesive behaviors. The main aspect of the numerical results concerns the ability of this approach in providing realistic prediction of failure mechanisms.

Mots-clefs Masonry, Anisotropic damage mechanics, Non-smooth contact dynamics, Cohesive zone model, Hybrid FEM-DEM model

I. INTRODUCTION

The analysis of the dynamic nonlinear behavior of masonry structures is a complex task. Since masonry is a composite material, made of brick units and mortar joints, a large number of parameters (mechanical properties of its components, stereotomy of blocks and joints, etc.) leads to a laborious evaluation of the whole structure. Moreover, the evolution of the Finite Element Method (FEM) and Discrete Element Method (DEM) allows refined analyses. Those numerical implementations are principally dedicated to developing either reliable contact or joints models, considering frictional sliding and mortar joints damage, or incorporating fracture mechanics and plasticity theory notions on the masonry materials.

The research work presented in this paper concerns the proposal of a new hybrid FEM-DEM method, which aims to combine and optimize the advantages of the FEM and DEM techniques. A comparative work is developed with a focus on the advantages and disadvantages of the hybrid model with respect to usual micro- and macro-modeling. It requires the robust calibration of several material parameters defining the linear and nonlinear behavior of the bulk and interface behavior; this is a fundamental step to guarantee the model accuracy and applicability.

II. HYBRID FEM-DEM MODEL

The originality of the present work is to propose a new hybrid FEM-DEM strategy that consider anisotropic damageable deformable blocks which interact to each other through frictional cohesive contacts.

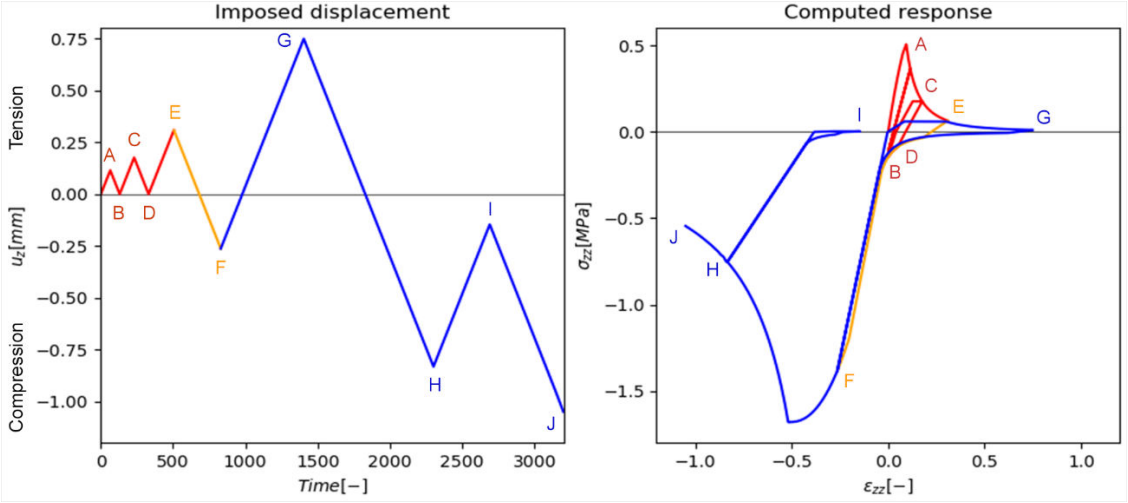


FIGURE 1. **Response of the model for a uniaxial cyclic test on a cubic finite element**

Firstly, the behavior of the blocks are governed by a phenomenological law (Sellier et al., 2022), which arises from (Sellier et al., 2013) and was already applied to homogenized masonry calculus (Parent et al., 2016). The response behavior obtained on a uniaxial cyclic test is reported in Fig. 1. In this model, seven plastic criteria are implemented and they manage the evolution of the relative inelastic strain in the 3 dimensions and, so on, to the induced damages: 1) the tensile cracking is governed by three anisotropic Rankine criteria in principal positive stresses which lead to plastic strains, localized opening of cracking and damages (softening phase after tensile strength reaching, as from point A to E in Fig. 1); 2) the localized re-closure cracking is controlled by three other Rankine criteria in principal negative stresses. It allows to find back the rigidity in compression after a tensile crack opening, as from point E to F in Fig. 1; 3) the shear-compression cracking are driven by the Drucker-Prager criteria (Drucker and Prager, 1952) with non-associated flow. The plastic strain calculated lead to an isotropic induced damage, as from point F to J in Fig. 1. Furthermore, pre peak damages and plastic strains are computed in tension or compression to reproduce the nonlinear behavior of the materials in that phase. Thus, the total stress σ_{ij} depends on the different damage conditions which are integrated in the present model (Eq. 1):

$$\sigma_{ij} = \underbrace{\underbrace{\left(1-D_0^{c,s}\right)}_{\text{Pre peak}}}_{\text{Drucker Prager}} \Big[\underbrace{\underbrace{\left(1-D_0^{t}\right)}_{\text{Pre peak}} \underbrace{\left(1-D^{t}\right)_{kl}}_{\text{Post Peak}} \breve{\sigma}^{+}_{ijkl}}_{\text{Rankine}} + \underbrace{\underbrace{\left(1-D^{c,s}\right)_{kl}}_{\text{Post Peak}} \underbrace{\left(1-D^{c,t}\right)_{kl}}_{\text{Rods Bucling}} \underbrace{R_{ijkl}}_{\text{Reclosure}} \breve{\sigma}^{-}_{ijkl}}_{\text{Drucker Prager}} \Big] \qquad (1)$$

$$\text{Tensile Damages} \qquad\qquad \text{Compressive damages}$$

Consequently, the basic-elasticity parameters in the damage model are the Young modulus, Poisson ratio and density. The mechanical parameters related to the plasticity are the tensile and compressive strength, strains at tension and compression peak, Drucker-Prager confinement coefficient, dilatancy for non-associated Drucker-Prager plastic flow, reclosure stress. In addition, the material parameters for the damage associated to plasticity are the characteristic plastic strain for Drucker-Prager associated damage, fracture energy in tension, and tensile crack reclosure

energy. Finally, another main aspect of the proposed model concerns its ability to set the ratio between plasticity and damage pre peak in compression.

Secondly, the behavior of the brick-mortar interface is determined by the contacts which involve frictional and damage response according to the Cohesive Zone Model (CZM) (Venzal et al., 2020), used within the Non-Smooth Contact Dynamics method (NSCD) (Jean, 1999; Moreau, 1988). The law is dedicated to the progressive damage due to quasi-brittle behavior of materials. Thus, under combined traction and shear loadings, a mixed mode response based on pure Mode I and Mode II cohesive behaviors is proposed. Under combined compression and shear loadings, a coupling between Mode II cohesive behavior and frictional behavior based on the damage level is considered. The DEM framework permits large strains, rotations, and complete detachments of the blocks (Ferrante et al., 2021), which are neglected with joint FEM models (Pegon and Anthoine, 1994). The combined hybrid FEM-DEM approach allows to deal efficiently with the numerical assessment of complex masonry structures. The numerical implementation has been made in the open-source LMGC90 code (Dubois et al., 2018).

III. APPLICATIONS

To illustrate the efficiency of our modeling strategy we present some results of our answer to the blind prediction competition of a cross vault (SERA project, 2021).

Experimental set-up: To calibrate the models several experimental tests results were provided: 1) for the hardened mortar, tripoint bending test (EN 1015-11:2019) and compressive test (EN 1015-11:2019); 2) for the prismatic brick and masonry triplet, the compressive test (EN 772-1) and triplet test (EN 1052-3:2002); 3) the parameters of a masonry wallet can be deduced from the axial compression test (EN 1052-1:1998) and diagonal compression test (ASTM E519/E519M).

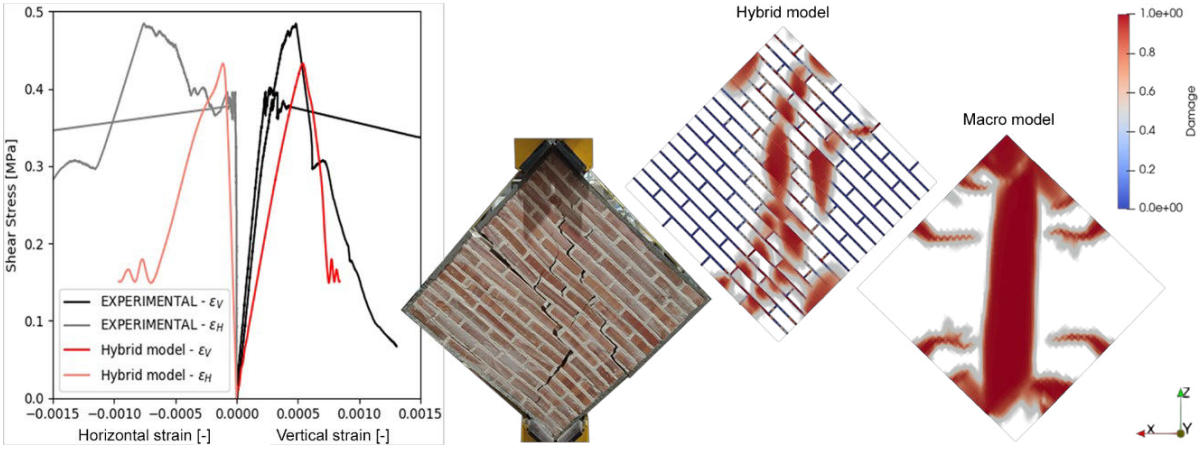


FIGURE 2. Comparison of numerical and experimental results: shear stress-strain curves and cracking pattern of the diagonal compression test

Results and critical discussion: For brevity of the paper, we focus on the diagonal compression test. The three different numerical modeling consider the real boundary and loading conditions. The numerical results for the hybrid and macro models are analyzed and compared by the experimental findings, as reported in Fig.2. The outcomes in Fig. 2 remark the capability of the hybrid method to provide a realistic prediction of failure mechanisms, pointing out the failures of

bricks and mortar joints. The damage of the macro model in Fig. 2 shows a vertical failure that does not appropriately consider the stereotomy of the masonry panel. Thus, the main difference with respect to the results of the macro and micro models (not presented here) concerns the ability of the discrete approach in reproducing the real cracking pattern following the real stereotomy of the masonry and considering large deformations which could be an entry data of a real structure diagnosis.

IV. CONCLUSIONS

The new hybrid FEM-DEM method allows understanding the behavior of masonry and the numerical results provide a realistic prediction of failure mechanisms. The global dynamics of a cross vault in a blind prediction competition (SERA project, 2021) and the thermal damage using are crucial targets for future development works.

ACKNOWLEDGEMENTS

This work was carried out within the framework of the DEMMEFI research project supported by the French National Research Agency (ANR). The authors thank the ANR for its financial support.

REFERENCES

Drucker, D.C., Prager, W., 1952. Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Q. Appl. Math. 10, 157–165.

Dubois, F., Acary, V., Jean, M., 2018. The Contact Dynamics method: A nonsmooth story. Comptes Rendus Mécanique 346, 247–262. https://doi.org/10.1016/j.crme.2017.12.009

Ferrante, A., Loverdos, D., Clementi, F., Milani, G., Formisano, A., Lenci, S., Sarhosis, V., 2021. Discontinuous approaches for nonlinear dynamic analyses of an ancient masonry tower. Eng. Struct. 230, 111626. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111626

Jean, M., 1999. The non-smooth contact dynamics method. Comput. Methods Appl. Mech. Eng. 177, 235–257. https://doi.org/10.1016/S0045-7825(98)00383-1

Moreau, J.J., 1988. Unilateral Contact and Dry Friction in Finite Freedom Dynamics, in: Nonsmooth Mechanics and Applications. Springer Vienna, Vienna, pp. 1–82. https://doi.org/10.1007/978-3-7091-2624-0_1

Parent, T., Domede, N., Sellier, A., 2016. Multi-Scale Mechanical Behavior of a Gothic Monument Composed of Ashlar Masonry. Application to the Design of a Reinforcement Technique. Int. J. Archit. Herit. 1–16. https://doi.org/10.1080/15583058.2016.1238970

Pegon, P., Anthoine, A., 1994. Numerical Strategies for Solving Continuum Damage Problems Involving Softening: Application to the Homogenization of Masonry. pp. 143–157. https://doi.org/10.4203/ccp.24.5.1

Sellier, A., Casaux-Ginestet, G., Buffo-Lacarrière, L., Bourbon, X., 2013. Orthotropic damage coupled with localized crack reclosure processing. Eng. Fract. Mech. 97, 168–185. https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2012.10.016

Sellier, A., Pierre, M., Nathalie, D., 2022. Computational performances optimization of a mechanical behaviour model for geomaterials, in: RUGC.

SERA project, 2021. SERA project reference 730900 - SERA, call H2020-INFRAIA-2016-1. URL https://sera-crossvault.wixsite.com/blindprediction

Venzal, V., Morel, S., Parent, T., Dubois, F., 2020. Frictional cohesive zone model for quasi-brittle fracture: Mixed-mode and coupling between cohesive and frictional behaviors. Int. J. Solids Struct. 198, 17–30. https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2020.04.023

Thermo-physical characterization of mortars made with uncontaminated marine sediments

Amani Abdallah*, Hassina Kada, Abdelwaheb Amrouche

Univ. Artois, IMT Nord Europe, Junia, Univ. Lille, ULR 4515 – LGCgE, Laboratoire de Génie Civil et géo-Environnement, F-62400 Béthune, France

In a context of sustainable development, civil engineering must increasingly use recyclable materials to preserve natural resources. Sediments could be a solution in the context of their recovery in several areas. Uncontaminated marine sediments were used to partially substitute sand aggregate in mortars formulation. Physical, chemical, mineralogy and mechanical characterization were carried out to investigate their possible use and impact in cemented-based materials. Five mortars were studied with different percentage of sand substitution. The effect of sediments on the mechanical and thermo-physical properties were assessed.

This paper focus on the characterization of the thermo-physical properties. The mortars hydration kinetics were investigated at different temperatures. The acceleration of the chemical reactions was also assessed through the determination of the apparent activation energy of mortars. The thermal conductivity and the specific heat capacity were also evaluated. The measured heat released of mortars raise with the increase of sediment content. This result suggests an additional chemical activity linked to the presence of sediments within the matrix. The thermal conductivity of mortars decreased while the specific heat capacity increased with the percentage of sand replacement. This can be attributed to the high porosity and low density of the sediment mortars.

Keywords: Dredged sediments, mortars, sand substitution, thermo-physical properties.

*Corresponding author at: University of Artois, Technoparc Futura, 62400 Bethune, France.

E-mail address: amani.abdallah@univ-artois.fr (A. Abdallah)

I. INTRODUCTION

The accumulation of sedimentary particles at the bottom and on the edges of watercourses and shipping lanes as well as in seaports leads to their clutter. In order to maintain and restore these accesses, it is necessary to dredge or clean up regularly from coast and estuarine lines around the world. Due to the shortages of natural resources and the environmental restrictions on the establishment of new quarries as well as the sustainable development approach adopted by several countries, sediment management is increasingly oriented towards valorization processes by respecting technical, environmental and economic criteria [1].

The main objective of this paper is the valorization of uncontaminated marine sediments, not subjected to any specific high cost pre-treatments and the preservation of natural resources.

Sediments are used to replace sand in the manufacture of mortars where five formulations were studied. This research was carried out to demonstrate the feasibility of substituting sediments by sand aggregate. Physical, chemical, mineralogy and mechanical characterization of the dredged sediments were assessed in order to ensure a sustainable management of sediments and investigate their possible use and impact in cemented-based materials. In order to understand the phenomena behind this substitution, a complete thermo-physical study was conducted. The hydration kinetic was studied by isothermal calorimetry at three different temperatures 20°, 30° and 40°C. The activation energy that describes the acceleration of the chemical reactions was determined in order to explain the reactivity issues in the presence of sediments. Therefore, the study was completed by the determination of the thermal conductivity and the specific heat capacity of mortars.

II. MATERIALS AND METHODS

Physical characterizations of sediments were performed and results are gathered in Table 1.

Table 1. Physical characterization of marine sediments.

Density NF EN 1097-7	**Surface area BET** NF EN ISO 18757	**Organic matter (450°C)** XP P94-047	**Liquid limit** NF P94-051	**Plastic limit** NF P94-051	**Fine fraction (D<63 µm)** ISO 13320	**Clay fraction (D<2 µm)** ISO 13320
2.45 g/cm³	134472 cm²/g	10.9%	107%	46%	72.06%	7.13%

Five formulations of sediment-mortars were prepared. The compressive strength was determined on prismatic samples 4×4×16cm³ in accordance with the European standard EN 196-1. The total porosity of mortars was also measured using Mercury Intrusion Porosimetry technique (Standard NF P 94-410-3). Table 2 depicts the composition of these mortars for 1l of volume, the obtained compressive strengths with the corresponding standard deviation of six measurements and the total porosity at 28 days of curing in water. The water to cement ratio was kept constant (W/C=0.5). The compressive strength of mortars decreased with the proportion increase of sediment. This can be linked to the influence of sediments on the cement's hydration and the increase observed in the total porosity where the presence of sediments modifies the pore structure of mortars.

TABLE 2. Composition of the sediment-based mortars (in 1L)

Mortar	**MT**	**MT5**	**MT15**	**MT30**	**MT40**
Sand substitution (%)	**0**	**5**	**15**	**30**	**40**
Cement CEM I 52.5R (g)	507	507	507	507	507
Sand (g)	1526	1450	1298	1068	916
Sediment (g)	0	95	285	570	760
Density (g/cm³)	2.11	2.09	2.07	2.04	1.98
Compressive Strength (MPa)	67.91±1.09	59.53±2.52	42.62±3.37	21.57±2.12	15.44±0.98
Total porosity (%)	9.92	9.85	11.95	13.45	16.56

III. EXPERIMENTS

In this paper, a study on the thermo-physical properties was conducted to deepen our understandings on the influence of sediments and the mechanisms that can occur when incorporated in mortars. The hydration reaction being thermo-active, an isothermal calorimeter was used at three imposed temperatures (20, 30 and 40 °C). The device is represented in Figure 1. It is based on the measurements of heat flux using specific flux meters. It is composed of a carry sample and a thermal regulation system made up of two exchangers plates connected to two thermostatic baths to maintain a constant imposed temperature. The flux sensors are integrated into the surface of the exchanger plates.

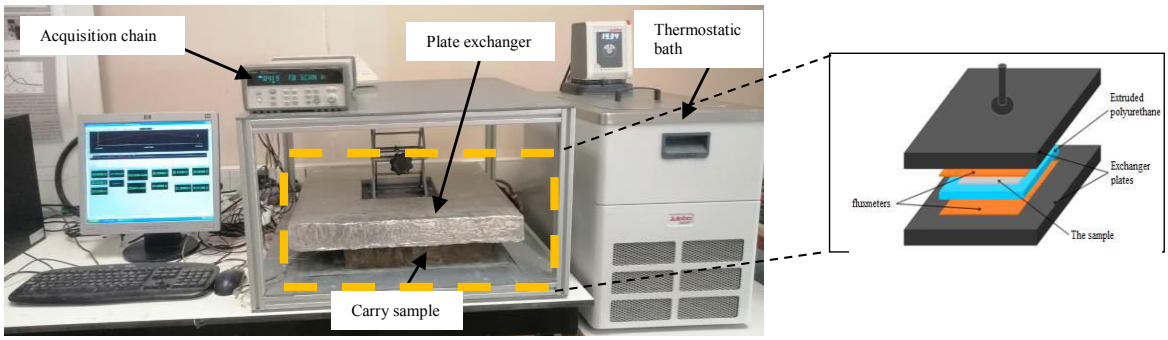


FIGURE 1. Isothermal calorimeter

For each formulation of mortar, the total flux, the hydration heat and the activation energy were determined. The activation energy of the formulated mortars was determined to understand the reactivity issues when substituting a given proportion of sand by sediment in cementitious matrix. In the case of concrete, previous studies have shown that the Arrhenius law was the most suitable to describe the chemical reactions acceleration, which is expressed as:

$$K(T) = A \exp\left(-\frac{Ea}{RT}\right) \quad (1)$$

where K(T) is the kinetic constant at temperature T, A is a proportionality constant (1/s), R is the perfect gaz constant (=8.314 J/(mol.K), E_a is the apparent activation energy (J/mol), T is the temperature (K).

In addition, the thermal conductivity (λ) of mortars was measured with the heat flux meter method, based on the EN 12664 standard. Same calorimeter device was used to determine λ. A temperature gradient is generated (ΔT = 10°C). Unidirectional flux is ensured in the central measurement area by means of the insulating boundary surrounding the sample. The thermal conductivity is calculated when the heat flux on both sample sides became equal and is expressed in Eq. 2 as:

$$\lambda = \frac{\sum \varphi \times e}{2 \times \Delta T} \quad (2)$$

with λ: thermal conductivity of the material (W. m^{-1}. K^{-1}), e: sample thickness (m), $\Sigma\varphi$: sum of both recorded heat flux at the sample surface (W.m^{-2}) and ΔT:
temperature gradient (°C).

The specific heat characterizes the ability of a material to store heat and represents the amount of heat per mass unit required to raise the temperature by one degree. It is determined based on the process of heat storage of the material. Between two different isothermal states (Tinit) and (Tfin),

the sample stores an amount of energy (Q) that represents the system's internal energy variation. The material's specific heat (Cp) can then be calculated using Eq. (3).

$$Cp = \frac{Q}{\rho \times A \times e \times \Delta T} \quad (3)$$

with Cp: specific heat capacity (J. K^{-1}. kg^{-1}), e: sample thickness (m), ϱ: density ($kg.m^{-3}$), A: surface of the material in contact with the exchange plates, Q: stored energy (J) and ΔT: temperature gradient (°C).

IV. RESULTS AND DISCUSSION

The total flux of the mortars measured at 20, 30 and 40°C is presented in Figure 2. One can notice a delay of the hydration reactions when the percentage of sediments increase. This can be associated to the presence of some heavy metals such as Zinc (Zn) and to the presence of marine salts in sediments as shown by Minocha et al. [2]. In addition, it can be observed an increase in the maximum heat flux with the increase of sediment substitution. The physical characterization presented in table 1 show that 70% of the sediments have a diameter lower than 63 µm. The sediments have a certain chemical activity linked to their granulometry and mineralogical composition. At high temperature (40°C), there is an acceleration of the hydration reactions of cement. This effect can be highlighted by presenting the results of the activation energy in Table 3.

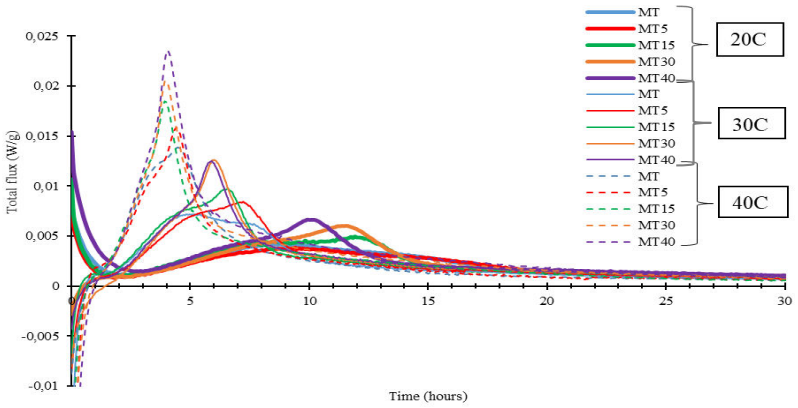


FIGURE 2. Total flux of the formulated mortars at imposed temperatures 20°, 30° and 40°C

It can be noticed that the apparent activation energy is higher when the substitution percentage of sediments is high for the two temperature pairs. This can be explained by the fact that higher energy is necessary to activate the hydration reaction of cement in the presence of the used sediments. This result confirms the decrease of the mechanical strengths shown in Table 1.

TABLE 3. Values of the apparent activation energy Ea (kJ/mol) determined by superposition method

Range of temperatures (°C)	MT	MT5	MT15	MT30	MT40
20-30	31.4	32.1	34.2	35.9	36.8
30-40	40.6	41.2	45.3	47.1	47.6

Figure 2 gives the evolution of the thermal conductivity and the specific heat capacity of the reference mortar (MT) and sediment-based mortars. The thermal conductivity of (MT) is 1.25

W.m^{-1}.K^{-1} which corroborates the values obtained in literature, then it linearly decreases to about 0.66 W.m^{-1}.K^{-1} for MT40. It ranges from 10% to 50% for MT5 and MT40 respectively. On the other hand, the specific heat capacity (C_p) linearly increases in the presence of sediments. It increases from 821 J/kg.K for MT to 1247 J/kg.K for MT40. It is observed that, for 40% of sand replacement, there is a 50% rise. These results can be linked to the high porosity observed in sediment-based mortars [3].

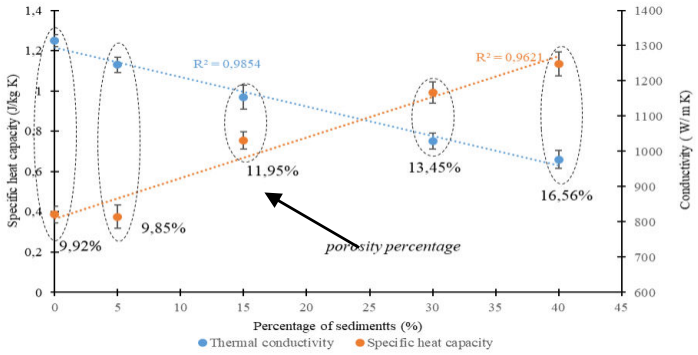


FIGURE 2. Evolution of the thermal conductivity and the specific heat capacity of mortars

V. CONCLUSIONS

From the mechanical and thermo-physical experimental results of this study, the uncontaminated marine sediments can be used as cementitious materials in mortars. The obtained properties confirm the possibility of sediments valorization depending on the intended applications. The total flux and heat released measured were higher in the presence of sediments. Sediments had a certain chemical activity linked to their granulometry and mineralogical compositions. A linear evolution of the apparent activation energy Ea was observed as function of sediments percentage. Higher energy was necessary to activate the hydration reactions in presence of sediments which confirm the decrease of the mechanical strengths. The thermal conductivity λ of mortars decreased while the specific heat capacity Cp increased with the percentage of sand replacement. This can be attributed to the high porosity and low density of the sediment-based mortars. MT is the mixture having the highest density correlated to the lowest value of Cp and highest value of λ. The higher the Cp value, the more the material retains stored heat and contributes to the insulation of the construction.

REFERENCES

[1] M. Benzerzour, M. Amar, and N.-E. Abriak (2017), "New experimental approach of the reuse of dredged sediments in a cement matrix by physical and heat treatment," Construction and Building Materials, vol. 140, pp. 432–444. https://doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.02.142.

[2] A. K. Minocha, N. Jain, and C. L. Verma (2003), "Effect of organic materials on the solidification of heavy metal sludge," Construction and Building Materials, vol. 17, no. 2, pp. 77–81. https://doi: 10.1016/S0950-0618(02)00098-3.

[3] I. Asadi, P. Shafigh, Z. F. B. Abu Hassan, and N. B. Mahyuddin (2018), "Thermal conductivity of concrete – A review," Journal of Building Engineering, vol. 20, pp. 81–93. https://doi: 10.1016/j.jobe.2018.07.002.

Développement d'un liant écologique par géopolymérisation des sédiments de dragage non-traités

Lisa MONTEIRO[1], Nadia SAIYOURI[1], Jacqueline SALIBA[1] & Humberto YANEZ-GODOY[1]

[1] *Université de Bordeaux, UMR 5295, Institut de Mécanique et d'Ingénierie (I2M), CNRS, Esplanade des Arts et Métiers, 33405 Talence, France.*

RESUME : Les sédiments de dragages du Grand Port Maritime de Bordeaux (GPMB) ont été utilisés en tant que précurseur à la géopolymérisation. L'objectif de l'étude est d'observer si la synthèse d'un liant géopolymère, ayant un impact écologique faible, est réalisable à travers l'utilisation de ces sédiments de dragage n'ayant pas subi de traitement préalable, thermique ou chimique, et sans ajout de matériaux supplémentaires. Plusieurs formulations ont été développées, dont trois utilisant des solutions alcalines, en combinant de l'hydroxyde de sodium (NaOH) avec du silicate de sodium (Na_2SiO_3) à différentes molarités et deux autres avec du ciment et du laitier de haut fourneau afin de comparer les performances mécaniques. Les propriétés mécaniques augmentent en fonction de l'âge de cure pour les formulations géopolymérisées pour atteindre 4,78 MPa à 90 jours pour une molarité de la solution alcaline à 4M. De plus, la microstructure met en avant une structure gélifiée caractéristique de la géopolymérisation avec la formation d'aluminosilicate de sodium hydraté.

Mots-clefs : Géopolymères, sédiments de dragage, résistance à la compression, liant écologique

I. INTRODUCTION

À la veille de l'évolution des lois concernant les pratiques de dragage, les ports sont amenés à définir de nouvelles voies de réutilisations innovantes des sédiments. Par ailleurs, la forte utilisation du ciment de Portland affecte le coût des matériaux et exerce une influence négative sur l'environnement en raison de la consommation des ressources naturelles, d'énergie et des émissions de dioxyde de carbone associées lors de sa production. Une alternative à l'utilisation du ciment pourrait être la synthèse de géopolymère qui permet de réduire l'empreinte carbone et l'impact environnemental. La géopolymérisation repose sur la réaction entre un précurseur (matériau solide aluminosilicate) et un milieu alcalin fort formant une chaîne polymérique tridimensionnelle de type Si-O-Al-O. Ainsi de nombreux déchets aluminosilicatés peuvent être des précurseurs à la fabrication de matériaux géopolymérisés et parmi eux, les sédiments de dragage sont dignes de considération.

À ce jour, la plupart des études impliquant des sédiments de dragage dans des systèmes géopolymères se sont principalement concentrées sur une utilisation en substitution d'autres précurseurs connus de la littérature comme les cendres volantes [1] ou en traitant thermiquement les sédiments pour améliorer leur réactivité [2]. L'objectif de cette étude tend à utiliser les sédiments de dragage non-traités du Grand Port Maritime de Bordeaux (GPMB) en tant que précurseur de la géopolymérisation afin de développer un liant écologique.

II. MATERIAUX ET METHODES

A. Matériaux utilisés

Les sédiments utilisés dans l'étude proviennent d'une campagne de dragage réalisée par le GPMB dans l'estuaire de la Gironde sur le secteur de Pauillac. Ils sont caractérisés par une fraction granulométrique limoneuse importante (67,8 % à 73,6%), de particules sableuses entre 28,22 % et 21,83 % et d'une faible fraction argileuse (3,98 % à 4,57 %). Ils possèdent une densité de 1,47 g/cm^3 et sont composés principalement de silice (41,38 %m) et d'alumine (14,19 %m). Les sédiments ont été séchés à l'air libre puis ont été utilisés à des teneurs en eau allant de 25% à 50% selon les formulations. Deux types d'activateurs ont été utilisés : du silicate de sodium (Na_2SiO_3), de la gamme Géosil B47T, et des pastilles d'hydroxydes de sodium (NaOH) dissoutes dans de l'eau déminéralisée à plusieurs molarités : 0,5M, 2M et 4M. Le ciment de Portland, CEM I 52,5 N (CEM I) a été fourni par Calcia (64%m CaO, 19,9%m SiO_2 et 3,9%m Al_2O_3) et le laitier granulé de haut fourneau (GGBS) a été fourni par la société ECOCEM de Fos sur Mer (43,8%m CaO, 37,7%m SiO_2 et 10,2%m Al_2O_3).

B. Synthèse des géopolymères

Trois formulations mélangeant sédiments et activateurs ont été définies en prenant en compte l'impact environnemental. L'ajout des activateurs (NaOH + Na_2SiO_3) est limité à 30% de masse solide en fonction de la masse des sédiments et le ratio Na_2SiO_3 sur NaOH est fixé à 1,5, le silicate étant plus polluant que l'hydroxyde de sodium. Seules les molarités des solutions de NaOH varient afin de modifier le ratio de SiO_2/Na_2O dans la solution activatrice de 1,2, 1,4 et 1,6. Ces rapports sont préconisés par Davidovits [3] afin de favoriser la géopolymérisation tout en développant des solutions non corrosives. Deux autres formulations avec du CEM I et du GGBS ont été réalisées à titre comparatif. Un rapport Eau/Solide de 0,5 a été appliqué pour toutes les formulations. L'empreinte carbone a été calculée pour chaque formulation, à résistance mécanique équivalente, sur la base des valeurs de références [4]. Seuls les facteurs d'émissions de production en fonction de la quantité utilisée de matériaux ont été pris en compte, le fret routier sera ajouté dans un second temps.

TABLEAU 1. Formulations utilisées dans l'étude

Formulations	Proportions (g)						
	Sediment	CEM I	GGBS	NaOH	Na_2SiO_3	Eau	kg-CO_2 eq./T
SED_CEM I	771,8	75,7	-	-	-	423,8	175,9
SED_GGBS-AA	763,7	-	73,0	10,2	20,4	405,1	125,7
SED_4M	773,1	-	-	91,7	139,1	267,4	133,6
SED_2M	788,0	-	-	95,5	143,5	250,6	135,7
SED_0.5M	788,4	-	-	94,6	141,8	252,2	135,6

C. Méthodes expérimentales

Les mesures de la résistance à la compression ont été réalisées selon la norme NF EN 1015-11 avec une presse électromécanique d'une capacité de 100 kN à une vitesse de chargement constante de 0,6 mm/min. Trois éprouvettes 4 x 4 x 16 cm^3 sont testées pour chaque formulation au bout de 7, 28 et 90 jours. Les éprouvettes ont étés vibrées avec une table vibrante, démoulées au bout de 24h

puis conservées dans une salle maintenue à une humidité relative de HR=60% et T=20°C. Les caractérisations chimiques par microscopie électronique à balayage (MEB) et par spectroscopie à dispersion d'énergie (EDS) ont été réalisées à l'aide de la Plateforme Aquitaine de Caractérisation des Matériaux (PLACAMAT). L'observation a été faite avec un microscope MEB EVO 50 sur les éprouvettes mises en cure pendant 28 jours.

III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

A. Propriétés mécaniques des géopolymères

La figure 1 présente l'évolution de la résistance à la compression en fonction de l'âge de cure pour les différentes formulations. Les résultats montrent qu'à 7 jours, la résistance des éprouvettes géopolymérisées est plus faibles que celles avec du CEM I et du GGBS. Ceci peut être relié à la vitesse des réactions d'hydratation et à la consommation de l'eau. En effet, pour la géopolymérisation, l'eau sert uniquement à ajuster l'ouvrabilité du mélange. Après plusieurs jours de cure, la résistance à la compression des éprouvettes géopolymérisées augmentent significativement et atteint, à 90 jours, des valeurs jusqu'à 4 fois supérieures à celles obtenues à 7 jours, contrairement à la formulation avec du ciment. Ainsi, parmi les cinq formulations testées, un maximum est atteint pour l'éprouvette de SED_4M à 4,782 MPa contre 0,755 MPa pour le ciment. Ce gain de résistance peut être lié au développement d'une matrice géopolymère dont les sédiments ont été les précurseurs. Les résultats mettent en avant que l'augmentation de la molarité de la solution de NaOH s'accompagne d'une augmentation de la résistance mécanique. En effet, cette augmentation permet une meilleure dissolution de la silice et de l'alumine accélérant ainsi la géopolymérisation. Cependant, à molarité trop basse, éprouvette SED_0.5M ou à des teneurs en calcium trop importantes, éprouvette SED_GGBS-AA, les produits ont bien réagi mais n'ont pas pu atteindre la géopolymérisation causant une désintégration des éprouvettes dans l'eau due à l'absence de liaisons structurelles.

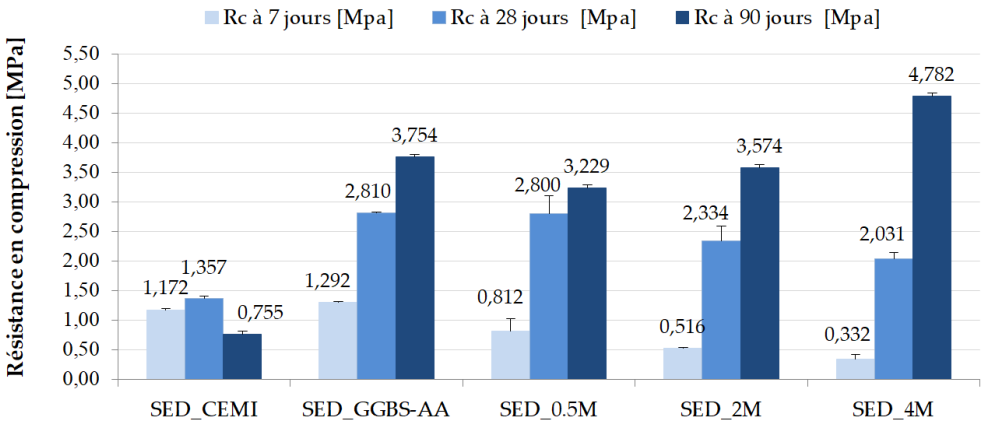
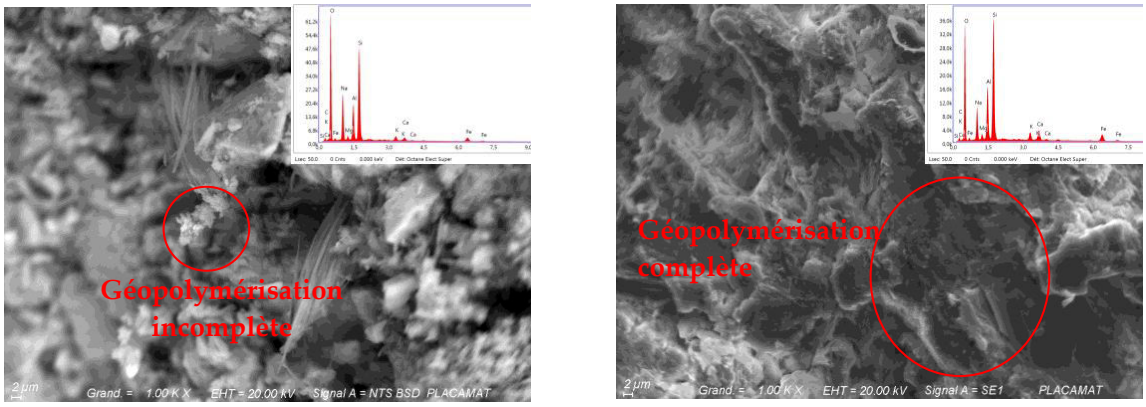


FIGURE 1. Résistance mécanique à la compression à différents jours de cure

B. Analyse microstructurale des géopolymères

Les analyses MEB et EDS de l'éprouvette SED_0.5M (figure 2a) et SED_4M (figure 2b) sont présentées sur la figure 2. Pour l'éprouvette SED_4M (formulation avec la plus grande résistance en compression), on observe une structure gélifiée caractéristique de la géopolymérisation. L'observation morphologique de la structure permet de confirmer l'hypothèse d'un gain de

résistance par la formation d'une matrice géopolymère. La micrographie met en avant la présence de microfissures indiquant une géopolymérisation retardée. De plus, le spectre EDS montre des pics important de Si, Al et de Na ce qui confirmerait la présence d'une phase d'aluminosilicate de sodium hydraté. En comparaison, l'analyse MEB de l'éprouvette de SED_0.5M montre une topologie moins développée. Bien que l'analyse EDS présente les mêmes pics que pour l'éprouvette de SED_4M, on observe que la structure géopolymérisé est moins développée qu'à molarité plus forte. La géopolymérisation est partielle ce qui explique un gain de résistance moins important à 90 jours.



(a) **(b)**

FIGURE 2. Analyse de l'éprouvette SED_0.5M (a) et de l'éprouvette de SED_4M (b)

IV. CONCLUSION

A travers une étude des propriétés mécaniques et de la microstructure, ce travail a mis en avant la possibilité de former des liants géopolymères à partir de sédiments de dragage non traités. L'utilisation d'une solution de NaOH à 4M et de Na_2SiO_3 permet de développer des liaisons structurelles et une matrice géopolymère amenant ainsi à des résistances plus importantes (4,78 MPa) qu'un mélange avec du ciment (0,75 MPa) à 90 jours. De plus, les matrices développées présentent une empreinte carbone plus faible. La suite des travaux portera sur l'optimisation des formulations des liants géopolymères par plan de mélange et la prise en compte de la variabilité des sédiments suivi d'une analyse de durabilité.

REFERENCES

[1] Hosseini, S., Brake, N., Nikookar, M., Günaydın-Şen, Ö. and Snyder, H., 2021. Enhanced strength and microstructure of dredged clay sediment-fly ash geopolymer by mechanochemical activation. *Construction and Building Materials*, 301, p.123984. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123984

[2] Mostefa, F., Bouhamou, N., Aggoune, S., Mesbah, H., 2019. Elaboration of geopolymer cement based on dredged sediment. *Journal of Materials and Engineering Structures « JMES »*, 6(1), 39-51.

[3] Davidovits, J., 2005. Geopolymers: Inorganic polymeric new materials. *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*, 37(8), pp.1633–1656.

[4]Turner, L. and Collins, F., 2013. Carbon dioxide equivalent (CO2-e) emissions: A comparison between geopolymer and OPC cement concrete. *Construction and Building Materials, 43*, pp.125-130. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.01.02

Optimisation par plan de mélange de la résistance mécanique d'un liant géopolymère à partir de sédiment de dragage

Lisa MONTEIRO[1], Nadia SAIYOURI[1], Humberto YANEZ-GODOY[1] & Jacqueline SALIBA[1]

[1] *Université de Bordeaux, UMR 5295, Institut de Mécanique et d'Ingénierie (I2M), CNRS, Esplanade des Arts et Métiers, 33405 Talence, France.*

RESUME : Le but de cette étude est l'optimisation de la résistance mécanique d'un liant géopolymère à base de sédiment de dragage à l'aide d'une analyse par plan de mélange. Différents paramètres de formulation sont étudiés : le rapport massique Na_2SiO_3/NaOH et le rapport massique Activateur/Précurseur. L'effet de ces paramètres sur la résistance à la compression des liants a été évalué. Dix-neuf expériences ont été menées pour arriver à un modèle mathématique du second ordre liant la fonction de réponse aux différents facteurs et permettant un meilleur contrôle de la procédure de formulation. La résistance à la compression optimale à 28 jours d'une valeur de 3,68 MPa a été obtenue avec un rapport massique Na_2SiO_3/NaOH de 1,54 et un rapport massique Activateur/Précurseur de 0,31.

Mots-clefs : Géopolymérisation, plan de mélange, sédiments de dragage, optimisation

I. INTRODUCTION

L'absence de méthode systématique de formulation pour les géopolymères représente un verrou pour leur utilisation à grande échelle. Les propriétés des géopolymères dépendent de nombreux paramètres tels que la réactivité des matières premières, leur composition et toutes les combinaisons possibles entre les réactifs alcalins et les précurseurs [1]. De plus, l'usage de sédiments marins dragués dans des matériaux géopolymérisés a été empêché dû aux importantes variations que présentent les matériaux. Une méthode prometteuse est l'analyse statistique par plan de mélange qui permet de développer et d'optimiser des mélanges dont les propriétés dépendent de la proportion des constituants [2]. Elle permet d'évaluer l'influence de chaque composés afin d'obtenir des règles d'élaboration à partir de résultats expérimentaux.

L'objectif de cette étude est de déterminer la formulation optimale d'un liant géopolymère fabriqué à partir de sédiments de dragage en utilisant la méthode statistique des plans de mélange. La formulation optimale est évaluée selon sa résistance mécanique à la compression et ses émissions de CO_2.

II. MATERIAUX ET PLAN DE MELANGE

A. Matériaux utilisés

Les sédiments dragués non traités de l'estuaire de la Gironde sont utilisés dans cette étude en tant que précurseurs. Ils sont caractérisés par une granulométrie fine limoneuse-vaseuse et sont composés chimiquement de silice (41,38 %m) et d'alumine (14,19 %m). Une solution d'hydroxyde de sodium à 2M (pastille de NaOH avec une pureté de 98 %) et une solution de silicate de sodium (Na_2O = 16,73 %m, SiO_2 = 27,7 %m et H_2O = 55,57 %m) ont été utilisés comme réactifs alcalins.

B. Matrice de mélange et choix de formulation

La matrice de mélange a été modélisée par le logiciel Design-Expert selon la contrainte fondamentale des mélanges qui implique que la somme des composants, en volume ou en masse, doit être égale à 1. Le domaine d'étude choisi est un espace à quatre dimensions puisqu'on considère un mélange à 4 facteurs : Sédiments (X_{SED}), NaOH (X_{NaOH}), Na_2SiO_3 ($X_{Na2SiO3}$) et H_2O (X_{H2O}). Les limites et les proportions volumiques des quatre composants ont été calculés selon la conception des sommets extrêmes développée par MacLean et Anderson [3] où l'on choisit des sous régions expérimentales dans lesquels le contenu des constituants est limité entre des valeurs minimales et maximales dans une plage de 0 à 1. Les limites inférieures et supérieures des constituants ont été établies sur la base d'essais préliminaires en respectant un rapport Eau/Solide de 0,5. Les facteurs d'influences choisies sont les ratios massiques suivants : (a) Le ratio Activateur/Précurseur (AA/Pré) allant de 0,30 à 0,45 et (b) Le ratio Na_2SiO_3/NaOH allant de 1,51 à 2,53. Le tableau 1 présente les différentes proportions de mélange calculées en fonction des contraintes avec, pour chaque, le calcul des ratios molaires SiO_2/Al_2O_3, H_2O/Na_2O et Na_2O/Al_2O_3. Les éprouvettes, de dimension 4 x 4 x 16 cm^3 ont étés vibrées avec une table vibrante, démoulées au bout de 24h puis conservées dans une salle maintenue à une humidité relative et une température respective de HR=60% et T=20°C pendant 28 jours.

TABLEAU 1. Matrice de mélange et paramètres d'influence

Formulation	Proportions constituants [%m]				Ratios Molaires		Ratios Massiques		
	X_{SED}	X_{NaOH}	$X_{Na_2SiO_3}$	X_{H_2O}	SiO_2/Al_2O_3	H_2O/Na_2O	Na_2O/Al_2O_3	AA/Pre	$Na_2SiO_3/NaOH$
1	0,593	0,074	0,173	0,161	5,86	17,62	0,78	0,42	2,33
2	0,582	0,075	0,186	0,157	5,96	17,29	0,84	0,45	2,48
3	0,613	0,075	0,115	0,197	5,49	20,23	0,56	0,31	1,54
4	0,597	0,075	0,151	0,177	5,72	18,45	0,70	0,38	2,01
5	0,601	0,074	0,128	0,197	5,58	19,46	0,61	0,34	1,72
6	0,597	0,075	0,151	0,177	5,72	18,45	0,70	0,38	2,01
7	0,582	0,075	0,146	0,197	5,71	18,66	0,70	0,38	1,95
8	0,617	0,074	0,112	0,197	5,46	20,36	0,54	0,30	1,51
9	0,617	0,075	0,132	0,176	5,58	19,31	0,61	0,34	1,76
10	0,596	0,074	0,152	0,178	5,73	18,33	0,70	0,38	2,06
11	0,583	0,075	0,156	0,185	5,78	18,25	0,73	0,40	2,09
12	0,617	0,074	0,135	0,173	5,60	19,08	0,62	0,34	1,82
13	0,604	0,074	0,138	0,184	5,63	18,95	0,64	0,35	1,86
14	0,582	0,074	0,187	0,157	5,97	17,20	0,84	0,45	2,53
15	0,582	0,074	0,147	0,197	5,72	18,54	0,70	0,38	1,99
16	0,582	0,075	0,168	0,176	5,85	17,82	0,77	0,42	2,25
17	0,601	0,074	0,128	0,197	5,58	19,46	0,61	0,34	1,72
18	0,582	0,075	0,168	0,176	5,85	17,82	0,77	0,42	2,25
19	0,607	0,074	0,162	0,157	5,78	17,96	0,73	0,39	2,19
Minimum	**0,582**	**0,074**	**0,112**	**0,157**	**5,46**	**17,20**	**0,54**	**0,30**	**1,51**
Maximum	**0,617**	**0,075**	**0,187**	**0,197**	**5,97**	**20,36**	**0,84**	**0,45**	**2,53**

III. RESULTATS ET DISCUSSIONS

A. Définition d'un mélange optimal

La figure 1 présente les résultats de la résistance à la compression à 28 jours des différents mélanges en comparaison avec leur impact écologique. Les émissions CO_2 ont été calculées sur la base de valeurs de références [4] en prenant en compte les facteurs d'émissions liés à la production d'une tonne du liant considéré. Les valeurs de résistance à la compression varient entre 1,27 MPa et 3,68 MPa. L'analyse par plan de mélange a permis de mettre en avant un optimum de formulation pour le mélange n°3. On observe aussi pour ce même mélange, l'impact écologique le plus bas, ce qui corrèle avec un ratio Na_2SiO_3/NaOH faible. Les résultats montrent une diminution de la résistance mécanique lorsque la proportion massique en Na_2SiO_3 augmente. Cette diminution peut être liée à l'augmentation de particules non réactives de sédiments dus à une quantité insuffisante de NaOH.

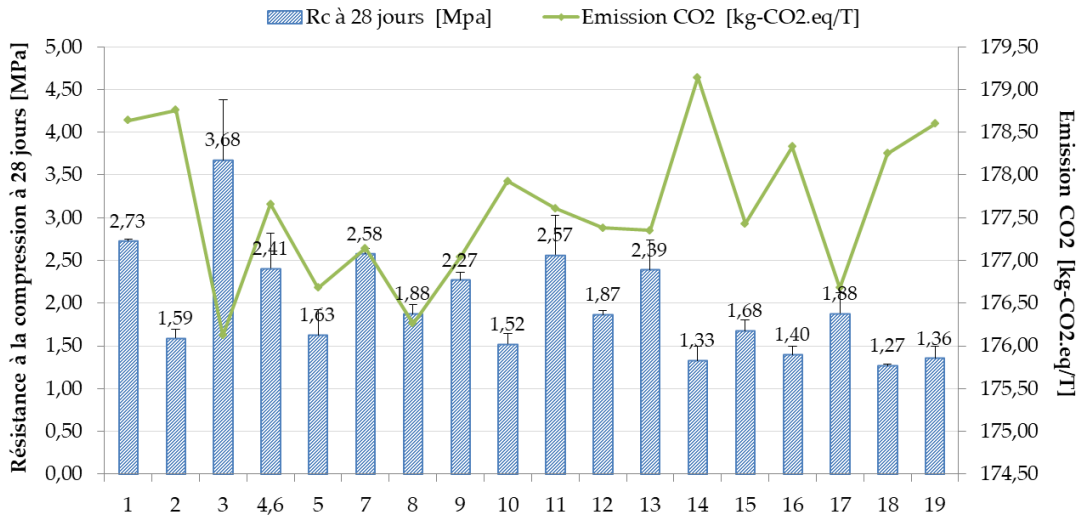


FIGURE 1. Résistance à la compression à 28 jours corrélée aux émissions CO_2 des différents mélanges

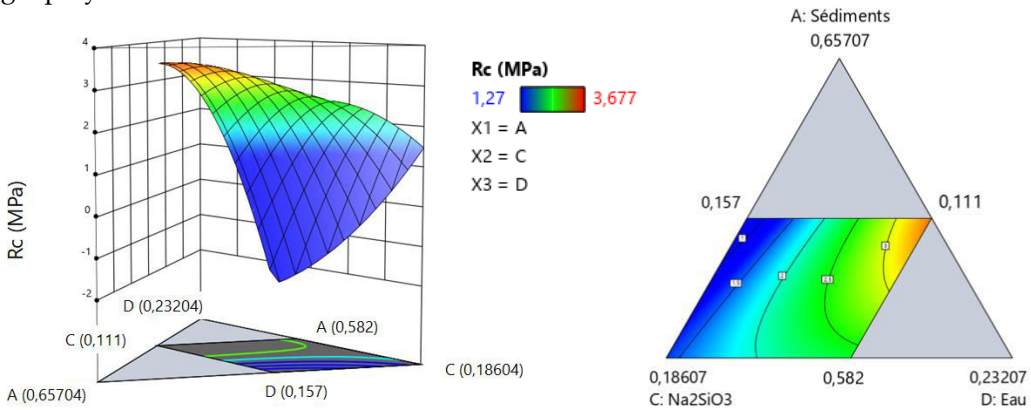
B. Modèle de prédiction de la résistance mécanique

En raison de la contrainte des mélanges et afin de prendre en compte les effets d'ordres supérieurs comme les interactions ternaires, le modèle cubique réduit de Scheffé [5] a été utilisée pour décrire la situation expérimentale. L'équation (1) montre un exemple correspondant à un mélange de trois constituants.

$$y = \sum_{i=1}^{k} a_i x_i + \sum_{j>1}^{k} a_{ij} x_i x_j + \sum_{k>j>i}^{k} a_{ijk} x_i x_j x_k + \epsilon \qquad (1)$$

Dans cette équation, y correspond à la variable d'intérêt soit la résistance mécanique dans cette étude, x_i représente la fraction massique du composant i, a_i, a_{ij} et a_{ijk} sont les coefficients polynomiaux et le nombre de constituants de l'expérience est k. L'utilisation de ce modèle a permis de calculer un polynôme afin de représenter la résistance mécanique selon les facteurs d'influence du plan de mélange. Le modèle a été validée au vu de la valeur du R^2 (0,97), coefficient de détermination, du R^2 ajusté (0,88) et de la valeur-p de 0,016 (<0,05) qui signifie que le modèle est bien ajusté.

La figure 2 représente la surface de réponse (a) et le contour (b) qui illustrent la relation entre la résistance mécanique (y) et la variation de la fraction massique des constituants : X_{SED}, $X_{Na_2SiO_3}$ et X_{H_2O} et en gardant X_{NaOH} aux valeurs du barycentre. A travers l'observation de la surface de réponse (a) il est possible de déterminer et de valider l'optimum du mélange qui correspond à une valeur de 3,68 MPa. Le contour se lit comme un diagramme ternaire avec, en triplet, les valeurs de X_{SED}, X_{H_2O} et $X_{Na_2SiO_3}$. Il permet de mettre en avant plusieurs tendances dont la diminution de la résistance mécanique à mesure que X_{SED} diminue, soit que la quantité de précurseur diminue. Cet effet peut être lié à la diminution des aluminates dans les mélanges et à la moins grande fixation du sodium dans les réactions de géopolymérisation.



(a) **(b)**

FIGURE 2. Surface de réponse (a) et contour (b) de la résistance mécanique pour le plan de mélange (les zones ombrées sont les zones interdites)

IV. CONCLUSION

L'analyse statistique de plan de mélange est une méthode appropriée pour concevoir des liants géopolymères à partir de sédiments de dragage. L'utilisation d'un modèle cubique réduit a permis de trouver une combinaison de facteurs correspondant à un profil de réponse optimale. La résistance mécanique la plus élevée a été obtenue avec un rapport massique Na2SiO3/NaOH de 1,54 et un rapport massique Activateur/Précurseur de 0,31. La définition d'un optimum sera bénéfique à la conception de mortier géopolymère à partir de sédiments de dragage.

REFERENCES

[1] Ghanbari, M., Hadian, A.M. and Nourbakhsh, A.A. (2015). Effect of Processing Parameters on Compressive Strength of Metakaolinite Based Geopolymers: Using DOE Approach. *Procedia Materials Science*, 11, pp.711–716. https://doi.org/10.1016/j.mspro.2015.11.047

[2] Santana, H.A., Andrade Neto, J.S., Amorim Júnior, N.S., Ribeiro, D.V., Cilla, M.S. and Dias, C.M.R. (2020). Self-compacting geopolymer mixture: Dosing based on statistical mixture design and simultaneous optimization. *Construction and Building Materials*, 249, p.118677. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118677

[3] Maclean, G. D., Main, R.A. , Anderson, T.E., 1966. Connective Tissue Ossification Presenting in the Skin. *Archives of Dermatology* 94(2), 168. https://doi.org/10.1001/archderm.1966.01600260060007

[4]Turner, L. and Collins, F., 2013. Carbon dioxide equivalent (CO2-e) emissions: A comparison between geopolymer and OPC cement concrete. *Construction and Building Materials, 43*, pp.125-130. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.01.02

[5] G.F. Piepel, A note comparing component-slop, Scheffé and Cox parameterizations of the linear mixture experiment model, J. Appl. Statistics 33 (4) (2006) 397–403, https://doi.org/10.1080/02664760500449170.

Essai de résistance au feu d'un mur de maçonnerie en pierre naturelle : étude de la courbure thermique et du mécanisme de rupture

Elodie DONVAL[1,2], Duc Toan PHAM[1], Ghazi HASSEN[2], Patrick de BUHAN[2], Didier PALLIX[3]

[1] *Centre Scientifique et Technique du Bâtiment (CSTB), 84 avenue Jean Jaurès, Champs-sur-Marne, 77447 Marne-la-Vallée Cedex 2, France*

[2] *Laboratoire Navier, Ecole des Ponts ParisTech, Université Gustave Eiffel, CNRS, 6-8 avenue Blaise Pascal, Cité Descartes, Champs-sur-Marne, 77455 Marne-la-Vallée Cedex 2, France*

[3] *Centre Technique de Matériaux Naturels de Construction, 17 rue Letellier, 75015 Paris, France*

RESUME La présente contribution décrit l'essai de résistance au feu d'un mur porteur en maçonnerie de pierre naturelle (calcaire de Saint-Vaast). Le mur a été exposé à un feu normalisé pendant 3h, avec une charge verticale maintenue constante pendant 2h30 puis progressivement augmentée jusqu'à rupture de la structure. A partir de cet essai et d'essais réalisés précédemment sur des murs du même type, il apparaît que le chargement mécanique a tendance à faire diminuer la courbure thermique du mur ainsi que sa résistance au feu. La métrologie mise en œuvre (capteurs LVDT et corrélation d'image) permet également de conjecturer un mécanisme de rupture du mur, qui semble rompre vers l'opposé du feu. Dans le cas d'un mur de façade, un tel mode de rupture pourrait alors ne pas être compatible avec l'évacuation des personnes et l'intervention des services de secours, ou menacer la stabilité des constructions avoisinantes.

Mots-clefs Pierre naturelle, Maçonnerie, Feu, Courbure thermique, Rupture

I. INTRODUCTION

La pierre naturelle, matériau isolant, bas-carbone et réemployable à l'infini, redevient un matériau plébiscité par les architectes pour la construction neuve. Dans la pratique d'ingénieur, le texte de référence pour le dimensionnement en situation d'incendie des structures en maçonnerie au niveau Européen est l'Eurocode 6 dans lequel certaines valeurs tabulées sont données à titre indicatif (EN 1996-1-2, 2005). Cependant, contrairement aux autres types de maçonnerie, il n'existe aucune valeur tabulée pour l'évaluation de la résistance au feu des maçonneries en pierre naturelle. En l'absence de données, les valeurs très sécuritaires souvent adoptées pour ces structures ont tendance à rendre l'usage de la pierre naturelle plus complexe et à ne pas l'utiliser selon sa pleine capacité de résistance au feu. Dans ce contexte, une première campagne expérimentale sur deux murs en pierre naturelle au feu a été menée par le CSTB et le CTMNC sur

un mur non chargé mécaniquement et sur un mur chargé avec une force de compression constante tout au long de l'essai (voir (Pham et al., 2021) pour plus de détails). Une deuxième campagne expérimentale a été récemment réalisée sur un mur de même type que les essais précédents, mais avec un niveau et un trajet de chargement différents. La présente contribution décrit les principaux phénomènes observés lors de ce dernier essai, permettant d'alimenter des bases de données plus larges et de mieux comprendre le comportement au feu de telles structures.

II. PROTOCOLE EXPERIMENTAL

Le mur testé lors de cet essai est composé de pierre de Saint-Vaast, une pierre très poreuse (40% de porosité ouverte), peu raide (E = 5 GPa) et peu résistante (Rc = 5-7 MPa), et de mortier à la chaux hydraulique naturelle NHL 3,5. Ses dimensions sont données sur la figure 1(a).

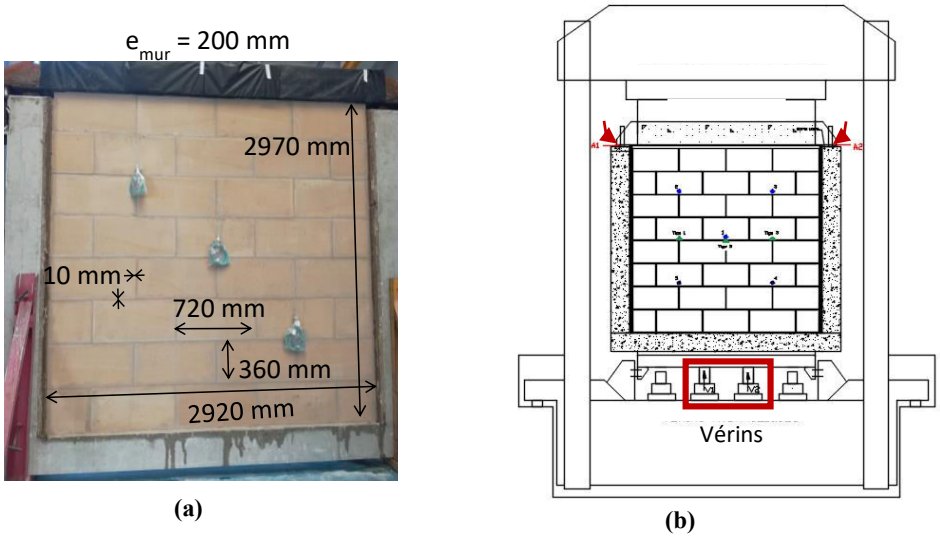


FIGURE 1. (a) Mur porteur testé et (b) portique de chargement

Ce mur est installé dans un portique de chargement, représenté sur la figure 1(b), permettant d'appliquer une charge verticale. Dans le cas présent, le chargement appliqué valait 125 kN/ml, ce qui correspond à 40 % de la charge limite du mur à température ambiante selon l'Eurocode 6 (EN 1996-1-2, 2005). Le mur est également exposé au feu sur l'une de ses faces. La température dans le four suit la courbe normalisée ISO 834.

Lors de l'essai, l'évolution des températures dans l'épaisseur du mur est suivie par un ensemble de thermocouples. Les déplacements, quant à eux, sont mesurés à la fois par des capteurs LVDT, des capteurs à fils et par la technique de corrélation d'image.

III. RESULTATS

A. Mesures thermiques

Les mesures thermiques, réalisées au moyen de thermocouples positionnés à différentes profondeurs dans la pierre, ont mis en évidence des paliers de vaporisation marqués qui témoignent de l'importance des phénomènes hydriques mis en jeu.

B. Courbure thermique et fissuration lors de l'essai

Le gradient thermique observé dans la partie précédente conduit le mur à se courber vers le feu. Ce déplacement hors plan du mur, augmente lors des 30 premières minutes d'essai (Figure 2 (a)), puis reste quasiment constant. Le mur se courbe à la fois dans la direction horizontale et dans la direction verticale (figure 2 (b)).

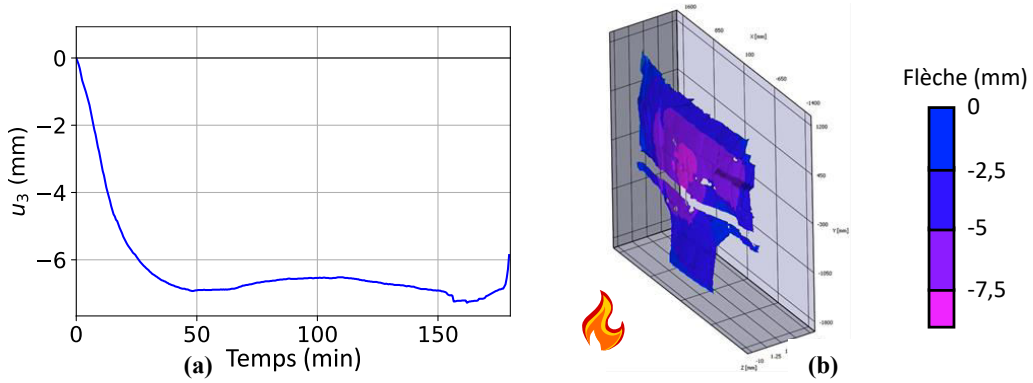


FIGURE 2. (a) : Evolution du déplacement hors-plan mesuré par un capteur LVDT au centre du mur ; (b) : déplacement hors-plan observé par corrélation d'images après 60 min d'essai

En comparant cette déformée à de précédentes campagnes expérimentales menées sur des murs composés des mêmes matériaux par (Pham et al., 2021), il apparaît que plus le mur est chargé verticalement, plus sa courbure thermique est faible.

Des fissures verticales, débutant à l'interface entre pierre et mortier dans les joints verticaux et se propageant verticalement au travers des pierres, apparaissent pendant la première demi-heure d'essai et leur ouverture croît durant le reste de l'essai. Elles ne semblent en revanche pas menacer l'intégrité structurale du panneau.

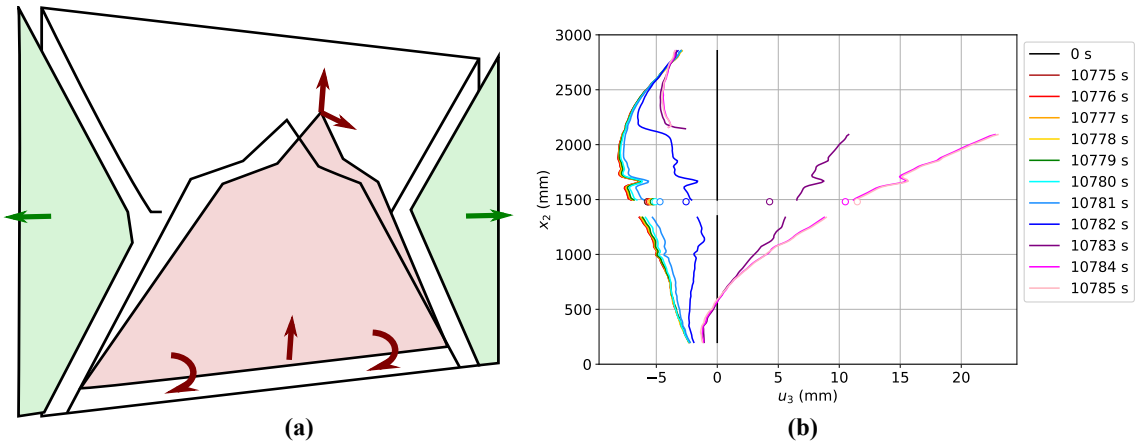
C. Rupture : charge et mécanisme

Le chargement mécanique a été maintenu constant pendant les 150 premières minutes de l'essai. La résistance au feu du mur testé, sous une charge de 125 kN/ml (soit de 40 % de la charge limite à froid selon un calcul empirique suivant l'Eurocode 6 (EN 1996-1-1, 2005)), est donc supérieure à 150 min. Ce résultat peut être comparé à la précédente campagne expérimentale (Pham et al., 2021), lors de laquelle un mur non-chargé et un mur chargé à 65 % de la charge limite à température ambiante selon l'Eurocode 6 avaient été exposés au feu. La résistance au feu du mur non-chargée était alors supérieure à deux heures (durée prévue de l'essai) tandis que la résistance au feu du mur chargé était de 29 min.

Après 150 min d'essai, la charge mécanique a été progressivement augmentée jusqu'à la rupture, obtenue après 180 min d'essai pour une charge verticale de 250 kN/ml. Les déplacements mesurés par les capteurs LVDT et par corrélation d'images permettent de faire des hypothèses sur le mécanisme de rupture. Un schéma simplifié de celui-ci est donné sur la figure 3 (a). Le mur, qui présente pendant l'essai une courbure thermique vers le feu (abscisses négatives sur la figure 3 (b)), rompt vers l'opposé du feu (abscisses positives sur la figure 3 (b)).

Côté non-exposé, ces observations sont corroborées par l'observation des fissures diagonales apparaissant au moment de la rupture. Côté exposé, une caméra endoscopique permet de

montrer que la rupture est concomitante au fendage du troisième rang du mur dans son épaisseur.



(a) **(b)**

FIGURE 3. (a) : Schéma du mode de rupture supposé ; (b) : mesures de déplacement par capteurs LVDT (cercles) et corrélation d'image (lignes continues) sur une droite verticale à mi-largeur du mur au moment de la rupture

IV. REMARQUES FINALES

- Malgré la faible teneur en eau des blocs de pierre, des paliers de vaporisation marqués ont été observés, ce qui témoigne de l'importance de la prise en compte des phénomènes hydriques dans la modélisation d'un tel essai.
- Augmenter le chargement mécanique conduit à la diminution de la courbure thermique.
- Diminuer le chargement mécanique augmente donc drastiquement la résistance au feu du mur. Ce résultat, qui parait plutôt intuitif, est pourtant contraire aux résultats obtenus par (Byrne, 1979). Deux différences majeures peuvent expliquer cela : le type de blocs utilisés et l'élancement des murs.
- La rupture se produit vers l'opposé du feu. Ce type de rupture peut donc présenter un danger pour des équipes d'intervention se trouvant à l'extérieur du bâtiment.

Les perspectives relatives à cet essai portent sur le développement et la validation de modèles prédictifs concernant les transferts thermiques, la déformée et la résistance locale et globale d'un mur de maçonnerie en pierre naturelle exposé au feu.

REFERENCES

Byrne, S.M., 1979. Fire resistance of load-bearing masonry walls. Fire Technol. 15, 180–188. https://doi.org/10.1007/BF01983196

EN 1996-1-1, 2005. Eurocode 6 - Calcul des ouvrages en maçonnerie - Partie 1-1 : règles générales pour ouvrages en maçonnerie armée et non armée.

EN 1996-1-2, 2005. Eurocode 6 : Calcul des ouvrages en maçonnerie. Partie 1-2 : Règles générales - Comportement au feu.

Pham, D.T., Donval, E., Pinoteau, N., Pimienta, P., Pallix, D., 2021. Test of loaded and unloaded stone masonry walls exposed to fire (submitted). Mater. Struct.

Computational performances optimization of a non-linear mechanical behaviour model for geomaterials

Alain SELLIER[1], Pierre MORENON[1,2], Nathalie DOMEDE[1]

[1] *Université de Toulouse, UPS, INSA, LMDC (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions), 135, avenue de Rangueil, F-31 077 Toulouse Cedex 04, France)*

[2] *Toulouse Tech Transfer, 118 route de Narbonne, CS 24246, 31432 Toulouse Cedex 04, France*

RESUME Modelling large civil engineering structures with complex shapes, such as gothic vaults, arch dams, nuclear containment vessels, requires 3D nonlinear numerical models usable in finite element codes, discrete elements codes and codes coupling them both. Concerning the finite element formulation, many models based on plasticity are particularly well adapted to soil-mechanics, while damage theory is widely used to model concrete fracture. In the case of the building heritage masonry, in which natural geomaterials are combined with lime mortar, the mechanical behaviour law of the components presents a first stage with microcracking closure under low compression, a second stage of hardening, and finally a softening stage with a significant dilatancy and a damage induced by its crushing. In tension, the cracks appear mainly in principal tensile direction, with a highly orthotropic damage induced. This paper gives principles used to couple all these phenomena in a single model with the objective to enhance the accuracy and minimize the computational cost. These improvements are based on a computing process avoiding to resort to iterative solving methods at the integration points.

Mots-clefs: plasticity, damage, orthotropy, cracking, settlement, modelling, computing

I. INTRODUCTION

Facing ecological transition will pass by conservation as long as possible of civil engineering structures, simply because avoiding their destruction and replacement save thousands tons of CO_2 needed to treat induced wastes, create new materials, bring them to the construction site and rebuild a novel structure, but these structures are often altered by environment and service life, so their loading capacity are reduced, and strength reserve must resort to their nonlinear behaviour to demonstrate their operation extension. Another problem is the safety in architectural heritage for which a safety level must be shown before a possible public opening, another one is the use of traditional material such as natural health for which the natural mechanical performances are limited. In all these cases the resorting to an accurate non-linear mechanical model allows to assess a realistic loading capacity, which in turn allows to optimize safety factors and justifies the maintain of operation or access. Supplying robust and accurate non-linear models to code users is from this point of view a challenge. Our experience in the domain, at LMDC Toulouse, lead us

since two decades to adopt some basic principles which enhance significantly the robustness, the accuracy and reduce the computational cost of behaviour laws usable for construction materials. This paper gives these principles to help researcher reaching a behaviour law robustness compatible with an engineering use.

II. Causes of computing performances loss and proposed solutions

A. Causes of performances losses when model resolving at integration points of a finite element

Usually, the non-linear hardening is modelled in the framework of plasticity theory. In case of non-linearity, a tangent hardening modulus allows to predict the solution, a residue is computed from this prediction and cancelled by an increment of plastic strain thanks to a return mapping algorithm (Simo and Taylor, 1985). This iterative method is the main cause of time consuming during the local solving procedure (i.e. at the Gauss integration points of each finite element).

In civil engineering, geomaterials used as construction materials present also a post peak softening behaviour often modelled by a damage model. The well-known Mazar's model (Mazars, 1986) is very useful because it allows to compute an isotropic damage variable reducing the Young modulus explicitly from elastic strain, what avoids resorting to an iterative procedure at the integration point of the finite element.

A natural method could be to chain a plastic law with a damage model based on elastic strain. Unfortunately, the real material behaviour shows that permanent strains and damages are correlated. In fact, in most cases, the damage appears as a consequence of anelastic strains. The physical origin is the heterogeneity of material at micro scale which leads to micro heterogeneity in the plastic flow leading to void nucleation. Once they are created with a sufficient density, their coalescence leads to a micro crack, and the propagation of this crack leads to stress concentrations, straining more and more the material and giving the appearance of Young modulus reduction, known as "mechanical damage". Thanks to the contribution of (Lemaitre and Chaboche, 1985), the concept of effective stress (the mean value of the local stresses around voids) allows to consider simply these stress concentration.

Settlement, i.e. the existing microcrack or voids closure at first stage of the mechanical behaviour of brittle material, is of great interest when working on natural under-consolidated material (used in construction at higher pressure then it was in the quarry). The modified Cam-Clay model is a plastic model able to consider the hardening induced by the reduction of voids volume of a clay-based soil. It reflects the fact that the void ratio is proportional to the logarithm of the pressure. So, if the voids are used as state variable of the model to control hardening, its exponential form of the void indices could be a problem for the tangent predictor. It could under-estimates the pressure and consequently over estimates the void reduction, needing an iterative procedure to adjust the pressure to the correct void volume reduction.

B. Proposed solutions to enhance computational performances

During the development of our model, the effective stresses were defined in the sense of "computed with the equivalent strain principle proposed by (Lemaitre and Chaboche, 1985)", consisting to use the initial elastic modulus whatever the damage level already reached. The

principles adopted have been as following: 1) Whatever the criteria used, elasto-plastic behaviour laws involve only positive or null linear hardening and are expressed in the bases of effectives stresses. 2) The damages are only functions of plastic-strains. 3) Damages, crack-reclosure functions, and settlement functions affect effective stresses and are the only internal variables used to manage the possible post peak softening of the stress-strain relation.

Our two first principles consist to use only a positive or null linear plastic hardening in effective stresses bases and to solve the plastic sub-problem first. As it leads to a system of linear equations, it can be solved directly, what avoids resorting to an iterative procedure during the return mapping algorithm application. Next, third principle allows to use non-linear functions as damage evolution laws without iterative procedure, since the plastic strains are already computed. Thus, the damage is a consequence of plasticity. The regularization technics (Hillerborg et al., 1976; Pijaudier-Cabot and Bazant, 1987) are implemented at this level.

III. Practicability of proposed optimization principles

A. Considered phenomena

The principles exposed above are used in the framework of the multi-criteria approach, schematized in Figure 1 drown in the pressure/deviatoric plane (b) or in the effective stresses base (c) (in the damage theory sense). There are three orthotropic Rankine criteria to manage opening and reclosure of cracks, a non-associated pressure-shear criterion to consider internal friction under deviatoric loading (Drucker and Prager, 1952) and a Cam-clay criterion for settlement (Roscoe et al., 1963). The non-linear damage in tension and shear is obtained thanks to the orthotropic evolution laws clarified in (Sellier et al., 2012) and adapted to plastic context in (Sellier and Millard, 2019). In these last papers, the functions used to manage orthotropic cracks reclosure in the context of rotating and regularized orthotropic damage are detailed.

B. Example of application

The model has been applied to the modelling of a real material (masonry composed of three granitic soil blocks and two joints (Vasconcelos, 2005)) presenting several specificities such as a settlement in the beginning of the compressive test, then a hardening stage up to the maximal strength, followed by a softening induced by a transverse dilatancy (Figure 1).

IV. Conclusion

A methodology of modelling is proposed to minimize computational cost and enhance the accuracy of non-linear models. This methodology consists in the three following principles: (1) plasticity in effective stresses bases (in the damage sense), (2) only linear positive or null plastic hardening in the space of effective stresses, (3) softening induced only by evolution laws of damages, themselves function of plastic strain tensors, reclosure and settlement functions linked only to the plastic strains. The applicability of these principles has been tested in the framework of a three different plastic-mechanisms need. Currently, a model called ENDO3D is implemented in Castem and LMGC90 in order to be applied to the calculus of the damaged zones of the cathedral

“Notre-Dame de Paris”, in the context of the ANR (French National Research Agency) DEMMEFI project which we grateful thanks for its funding and for the fruitful collaboration with Dr T. Parent (I2M Bordeaux) and Dr F. Dubois (LMGC Montpellier).

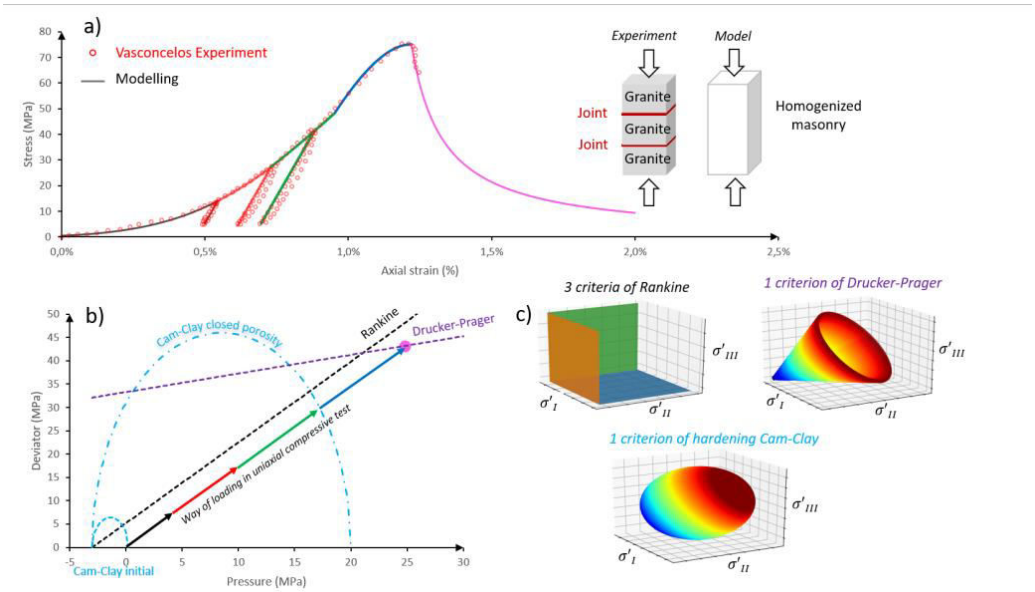


FIGURE 1. Cyclic compressive test modelling compared to experiment on a granitic masonry (Vasconcelos, 2005) : (a) Axial stress-strain curves (b) Plastic criteria used in the deviator-pressure plan (c) Plastic criteria drawn in the principal stresses base

REFERENCES

Drucker, D.C., Prager, W., 1952. Soil mechanics and plastic analysis for limit design. Q. Appl. Math. 10, 157–165.

Hillerborg, A., Modeer, M., Peterssonn, P., 1976. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. Cem. Concr. Res. 6, 773–782.

Lemaitre, J., Chaboche, J., 1985. Mécanique des matériaux solides.

Mazars, J., 1986. A description of micro- and macroscale damage of concrete structures,. Eng. Fract. Mech. 25, 729–737.

Pijaudier-Cabot, G., Bazant, Z., 1987. Nonlocal damage theory. J. Eng. Mech. 113, 1512–1533.

Roscoe, K.H., Schofield, A.N., Thurairajah, A., 1963. Yielding of clays in states wetter than critical. Geotechnique 13, 211–240. doi.org/10.1680/GEOT.1963.13.3.211

Sellier, A., Casaux-Ginestet, G., Buffo-Lacarrière, L., Bourbon, X., 2012. Orthotropic damage coupled with localized crack reclosure processing Part II: Applications. Eng. Fract. Mech. 97. doi.org/10.1016/j.engfracmech.2012.10.016

Sellier, A., Millard, A., 2019. A homogenized formulation to account for sliding of non-meshed reinforcements during the cracking of brittle matrix composites: Application to reinforced concrete. Eng. Fract. Mech. 213, 182–196. doi.org/10.1016/j.engfracmech.2019.04.008

Simo, J.C., Taylor, R.L., 1985. Consistent tangent operators for rate-independent elastoplasticity. Comput. Methods Appl. Mech. Eng. 48, 101–118. doi.org/10.1016/0045-7825(85)90070-2

Vasconcelos, G., 2005. Experimental investigations on the mechanics of stone masonry: Characterization of granites and behavior of ancient masonry shear walls. PhD thesis.

Strengthening of structures by composite materials based on jute and flax fibers

G Bou Abdallah[1,2], C Diagana[1], J Assih[1], I. Titeux-Peth[1], I Ivanova[2] and D Dontchev[2]

[1] *Civil Engineering Department Sustainable Construction, ITHEMM EA 7548, University of Reims Champagne-Ardenne*

[2] *Department of Applied mechanic, University of Chemical Technology and Metallurgy, Kliment Ohridski Boulevard, 8 Sofia, 1756.*

ABSTRACT Despite the many advantages of synthetic fiber composites, the use of bio-composite as a new material for structural reinforcement will be interesting to aim toward sustainable construction with reduced environmental problems. This study investigated the performance of epoxy polymer composites reinforced with natural flax fabric and jute as reinforcement materials for concrete structures. The jute and flax fabrics were tested in tensile to compare their characteristics with those of carbon. The effect of the type of fabrics as well as the thickness of the composite are evaluated. The thickness of the composites considered were 1, 2, 3, 4 and 5 layers of fabric. The results show that there is an increase of 36% in the ultimate bending load for both fabrics compared to the reference beam. Therefore, the results allowed to consider natural fabric composites as well-suited materials for the strengthening concrete structures.

Keywords Flax fabric composite, jute fabric composite, number of layers, tensile behavior, flexural behavior

I. INTRODUCTION

Reinforced concrete structures have degraded over time due to internal reinforcement corrosion, freeze-thaw action, and poor initial design (Huang et al., 2016). For these reasons, many old buildings cannot longer support excessive loads, so they must either be renewed or rebuilt to keep the safety standard. From an economic and environmental point of view, the external bonding technique is a practical and effective way to strengthen building structures. Carbon fabric reinforced epoxy polymers (CFRP) and glass FRP (GFRP) have been used because of their remarkable physical and mechanical characteristics (Huang et al., 2016). Because of the disadvantages of synthetic fiber composite materials such as their impact on the environment, and the construction sector's emission of 30% of greenhouse gases, it becomes necessary to use environmentally friendly and lightweight building materials with good mechanical properties. Yan et al. noted that flax, hemp, and jute can replace glass fibers considering

cost, mechanical performance, and production efficiency (Yan et al., 2014). Yan (Yan, 2015), showed that flax fiber composites as an external reinforcement material significantly increased the lateral load, deflection, bending strength and fracture energy of the specimen. Indeed, the results show that from two layers of natural fiber fabric, the ultimate load of the structure increases two times more than the reference load of the control structure (Bou Abdallah et al., 2022). The mechanical behavior and load transfer between the fibers and the matrix are influenced by the interface bond (Bou Abdallah et al., 2022). The purpose of this experimental study is to investigate the mechanical properties of natural fibers (flax and jute) as a composite material for the reinforcement of concrete structures. In this paper, the influence of the type of fabrics as well as the thickness (number of layers) of the composite plate, on prismatic concrete specimens will be tested.

II. EXPERIMENTAL PROGRAM

Normal strength concrete materials were rolled gravel dried sand and ordinary Portland cement. The cement: sand: gravel proportions in the concrete mix were 1: 1.82: 2.31 by weight and the water/cement ratio was 0.6. Portland cement type CEM I 42.5 was used and the maximum size of the aggregate was 12.5 mm. Three 160 mm x 320 mm concrete cylinders were also cast and tested, to determine the compressive strength of the concrete at 28 days of age. In fact, 23 prismatic specimens (400×100×100 mm) were tested. Three unreinforced specimens was used as a reference (B0), 10 specimens were reinforced with jute fabrics (Figure 1) and 10 others with linen fabrics (Figure 2) with different thicknesses ranging from 1 to 5 layers. Bidirectional flax and jute fabrics were tested in tensile stress. They were used in bonding with a Sikadur-330, an epoxy resin. Four-point bending test was investigated, where the influence of shear strength is zero between the two loading points. Electrical strain gauges were used local strains and displacement captor LVDT is applied to measure the arrow of beam specimens.



Figure 1. **Jute fabric**



Figure 2. **flax fabric**

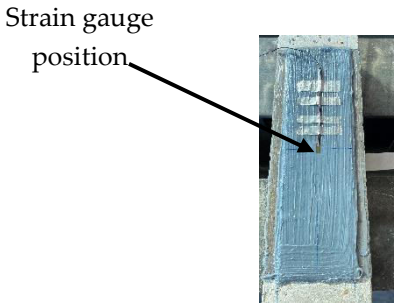


Figure 3. **Strengthened concrete beams**



Figure 4. **Four-point bending test**

III. RESULTS AND DISCUSSION

A. Influence of ultimate load of different fiber fabrics in tensile tests.

Table 1 shows the results of tensile test for both materials (jute and flax fiber fabrics). The results show that the values of ultimate load in tensile for the flax fiber fabrics are higher than those of fiber jute fabrics. Knowing that in strengthening of reinforced concrete beam, only 30% of this maximum load of the carbon fiber fabrics, 950 N, (Bou Abdallah, 2022) is used. This shows that the two fabrics can be used as reinforcement of concrete beams.

TABLE 1. Ultimate tensile load of vegetable fabrics

Materials	Jute	Flax
Fu (N)	217.50±65	240±20

B. Influence of thickness on the ultimate load in bending

In this part, the influence of the composite (flax and jute) thickness, on the strengthening concrete beams is investigated. Figure 5 shows the results. In fact, the results show that the ultimate load increased with the number of layers the control specimen is named "B_0" with the letter "B" indicating the beam and zero 0 indicating no reinforcement. The first letter of the identification of the reinforced concrete beam is, as said before, Beam, while the second letter means the type of fabric (J for Jute and F for Flax). The number of layers is then indicated by the number (e.g.: 1, 2, 3). F_0 is the ultimate load of the reference beam.

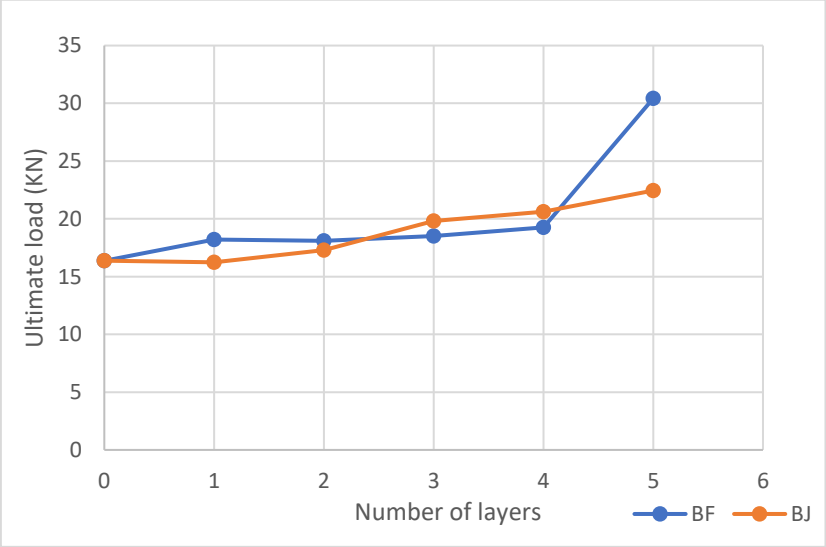


FIGURE 5. Effect of the number of layers on the ultimate load

However, for a number of layers equal to 5, there is a gain of 37.14% and 85.83% in the ultimate load for jute and linen fabrics respectively.

C. Cracking and failure modes

The results show 2 types of failure modes and 2 types of cracking. Under four layers there is a failure of the composite for both fabrics (Figure 6). Otherwise, there is a debonding of the composite and concrete only in the beam reinforced with 5 layers of flax fabric composite (Figure 7). In the other hand the two types of cracking are the flexure (Figure 8) and shear for all the beams. In summary, when the layers of

flax fabric composite increase, the failure mode switched from failure of the composite to debonding.



Figure 6. **Failure of flax composite**



Figure 7. **Debonding of the composite and concrete**



Figure 8. **Flexural cracking**

IV. CONCLUSION

This paper presents an experimental study whose objective is to evaluate the influence of fabric types as well as the number of layers of composites on strengthening concrete beams. The tensile strength of two types of fabric (jute and linen) was tested. Strengthening with jute and flax fabric composites increases the ultimate bending load of concrete beams up to 37% and 86%. Based on these results, the idea of strengthening reinforced concrete beams with these materials will be interesting. Considering the current study, we cannot choose an optimal number of layers. In fact, the results show that 5 layers of flax fabric composites is effective to reinforce beams, but to avoid using multiple number of layers, combining composite fabrics such as carbon with natural fabrics could be a solution.

REFERENCES

L. Huang, B. Yan, L. Yan, Q. Xu, H. Tan & B. Kasal. (2016). Reinforced concrete beams strengthened with externally bonded natural flax FRP plates. Composites Part B 91 (2016) 569-578. www.elsevier.com/locate/compositesb

L. Yan, N.Chouw & K. Jayaraman. (2014). Flax fibre and its composites—a review. Compos B 56:296–317

L.Yan (2015), Plain concrete cylinders and beams externally strengthened with natural flax fabric reinforced epoxy composites. Materials and Structures 49:2083–2095. https://doi/10.1617/s11527-015-0635-1

G Bou Abdallah, I Ivanova, J Assih, C Diagana, & D Dontchev. (2022). Composite materials based on natural fibres applied for structural reinforcement, IOP Conf. Series: Earth and Environmental Science 960 (2022) 012007. https:// doi:10.1088/1755-1315/960/1/012007

Microscopic and chemical characterization of seashell co-products for valorization in cementitious materials

Camille Martin--Cavaillé[1], Alexandra Bourdot[1], Nassim Sebaibi[2], Rachid Bennacer[1]

[1] *Université Paris-Saclay, CentraleSupélec, ENS Paris-Saclay, CNRS, LMPS - Laboratoire de Mécanique Paris-Saclay, 91190, Gif-sur-Yvette, France*

[2] *COMUE NU, Laboratoire de Recherche ESITC Caen, 1 Rue Pierre et Marie Curie, 14610 Epron, France*

ABSTRACT In order to reduce the environmental impact of the construction sector, research has been led to use seashell co-products in cementitious materials, showing they could bring better durability properties or be used as limestone filler. First results also showed higher porosity and lower thermal conductivity with concrete made with oyster shell aggregates. To better understand physical and chemical modifications brought by seashell co-products, it is essential to have a good knowledge of seashell microstructure and composition. This study showed that oyster shell microstructure is made of two different phases mostly made of calcite: a foliated and a chalky porous structure. The chalky porous structure contains more chemical elements than foliated structure and a porosity about 35% based on SEM and µ-tomography results.

KEYWORDS Oyster shell, SEM, µ-tomography, porous material, chemical composition

I. INTRODUCTION

Each year, 5 million tons of hollow oysters are produced worldwide (FAO, 2016) : this production originates a considerable amount of waste that can be addressed by recycling shells after consumption. Potential use of recycled seashell in cementitious materials was studied as it has a double interest: recycling of unused wastes and reduction of consumption of natural resources. Those researches found out that the use of seashell as aggregates could lead to load-bearing concrete with improved durability properties (Bourdot et al., 2021), modified transport properties and better thermal properties (Lertwattanaruk et al., 2012) but also that seashell powder could have a limestone filler effect. A possible way to explain those modified properties is an additional porosity brought by seashell co-products.

Further study of those recycled seashells is now needed to better understand chemical and physical modifications brought by those substitution by-products. This study will first measure thermal conductivity and porosity accessible by water of concrete made with oyster shell aggregates. Then, to explain those results, this study will characterize the microstructure, internal porosity, mineralogical and chemical composition of hollow oyster shells used as aggregates.

II. MATERIALS AND METHODS

A. Materials

Seashells studied are hollow oyster shells *Crassostrea Gigas* collected on the Atlantic French coast, ground into 4/10 mm aggregates, and washed to remove organic material. They have a bulk density of 809 kg/m^3, an absolute density of 2512 kg/m^3, and an absorption coefficient of 6.2 %. Concrete samples were made with Portland cement with a Water/Cement ratio of 0.6, in which aggregates were replaced by oyster shell aggregates up to 0% for BI_0 or 50% for BI_50.

B. Methods

First, porosity accessible to water of the concrete samples was measured according to NF P 18- 459 and thermal conductivity was measured with HFM 436 Lambda-Fluxmeter according to NF EN 12667. Then, oyster shell microstructure morphology was characterized with Scanning Electron Microscopy (SEM, 2D) and µ-tomography (3D). Internal porosity was quantified based on µ-tomography and polished sections SEM observations post treated with ImageJ. Two batches of images are used: first batch was made of 9 SEM BSE images on two samples and second method based on 2D slices of tomography volume, made in three directions in three different chalky layers. Mineralogical and chemical composition were studied with X-Ray Diffraction (XRD) and Energy-dispersive X-ray spectroscopy (EDX), respectively.

SEM. SEM FEG Gemini Leo 1530 with a resolution of 42 pixel/µm and Hitachi S-3400N with a resolution of 40 pixel/µm were used.

µ-tomograph. Norh Star Imaging X50 was used to study a 0.3 mm oyster sample, with an X-ray tube at 100 kV and 130 µA: resolution obtained was 1944×1781×1215 with a 0.76 µm pixel size.

XRD. Oyster shells were examined with Bruker D2 Phaser XRD set up with Co tube of 1.79026 Å, 10 kV high voltage, 30 mA current and scanning angle 2θ from 5° to 70°.

EDX. Polished sections of oyster shells coated with carbon were also used to perform EDX on Hitachi S-3400N SEM with a 10 kV high current.

III. RESULTS

A. Concrete porosity accessible to water and thermal conductivity

Measurements revealed that porosity accessible to water was 19,5+/-0,4% for BI_50 compared to 16,0+/-0,6% for BI_0 and that thermal conductivity of concrete was 1,70 W/m/K for BI_50 and 2,16 W/m/K for BI_0. Other results in literature show that oyster shell concretes have higher water permeability (Eziefula et al., 2018) and higher water absorption of concrete (Mo et al., 2018).

B. Microstructure morphology of oyster shell

First observations made with SEM revealed two different microstructures in oyster shell (Fig. 1) : a dense foliated structure made of stacked laths of approximately 0.5 µm width oriented in the same direction; a second chalky layer made of laths of approximately 0.5 µm spaced apart from each other, forming a much more porous layer, consistently with (MacDonald et al., 2010). µ-tomography 3D observations (Fig. 2) emphasize alternance of phases in original and colorized

results: a chalky layer in white/red is placed between two dense layers (in black/blue). Slices inside chalky layer allows to understand that laths linking dense structures are crossing all chalky layer. Thus, connected porosity is formed by spaces between different paths in chalky layer.

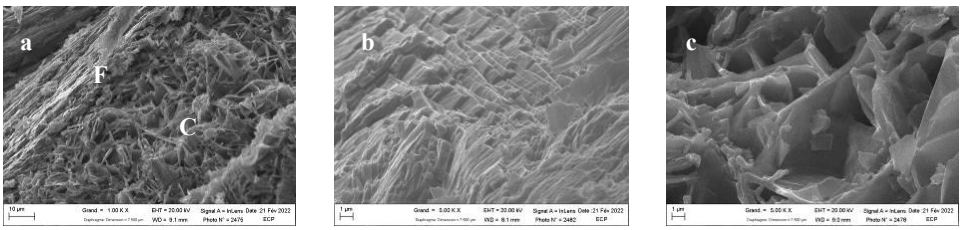


FIGURE 1. SEM oyster shell observations a/alternance of phases, b/ foliated structure-F, c/chalky layer-C

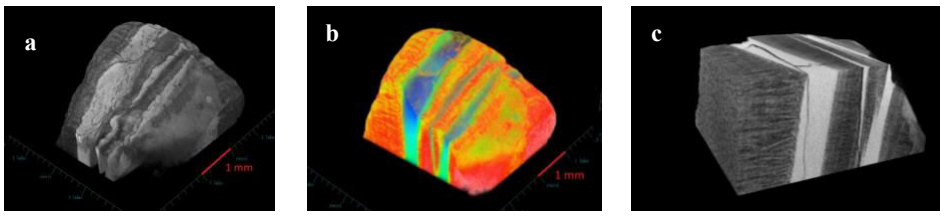


FIGURE 2. µ-tomography observations, a/original, b/colorized results, c/slice of phases

C. Internal porosity characterization

Images were post treated in order to quantify internal chalky layer porosity: results gave 35+/-5% for SEM observations (Fig. 3), 38+/-3% for µ-tomography which are coherent results. Study across three chalky layers showed porosity is the same in the three layers. For foliated structure, porosity is not accessible as its size is below resolution of the image. This high level of porosity in chalky layer could explain thermal properties of concrete BI_50. Furthermore, first microscopic observations showed cement paste doesn't interpenetrate inside oyster shell (Bourdot et al., 2021) which means this additional porosity is kept in cementitious materials.

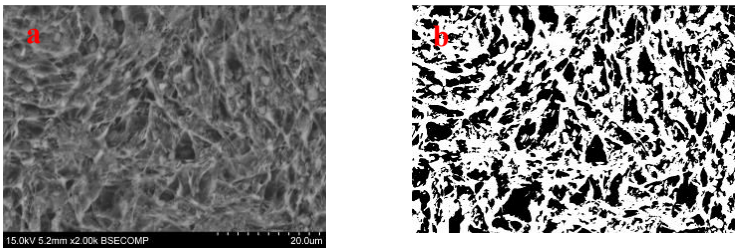


FIGURE 3. Porosity characterization with ImageJ on SEM (a/original image b/post treated image)

D. Chemical composition of oyster shell

XRD results (Fig 4a) show that oyster shell aggregates are mostly made of calcite which is consistent with observations of (Mo et al., 2018). Calcite is interesting as it could be used as filler and has more effect on the silicate reaction than aragonite (Wang et al., 2018). In order to ensure oyster shell can be used as aggregates, further EDX analysis (Fig. 4b) was performed to identify elements in oyster shell: main elements are Oxygen and Calcium consistently with XRD observations. On top, the shell is made with Mg and Na and Cl elements coherent with previous observations (De Winter et al., 2021). Besides, chalky phase present other secondary elements that are not in foliated structure. Oyster aggregates present 0.58 +/-0.23 %wt of chloride which needs to be taken into consideration when formulating concrete to make sure maximal amount of

chloride in concrete is not overpassed (0.4% of cement weight in reinforced concrete according to NF EN 206/CN).

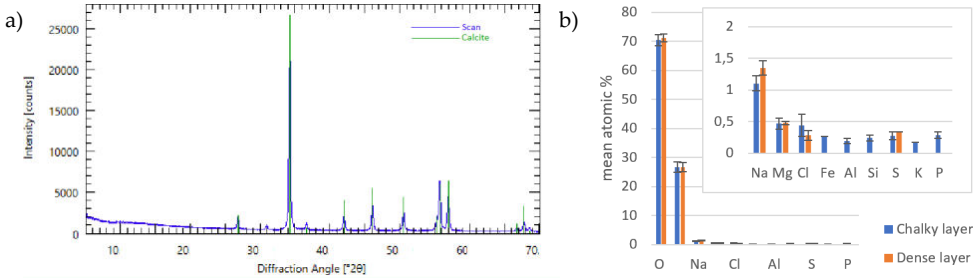


FIGURE 4. Chemical composition of oyster shell (a/XRD results, b/EDX results)

V. CONCLUSION AND PERSPECTIVE

This study explained results obtained in concrete by emphasizing two different microstructures in oyster shell, a foliated microstructure and a chalky layer both mainly made out of calcite and permitted to better characterize internal porosity and composition of oyster aggregates. To extend this study, oyster shell will be characterized by nano-indentation.

REFERENCES

Bourdot, A., Martin--Cavaillé, C., Vachet, M., Honorio, T., Sebaibi, N., Bennacer, R., 2021. Microstructure and durability properties of concretes based on oyster shell co-products. Presented at the 75th Rilem week, Mexico.

De Winter, N.J., Dämmer, L.K., Falkenroth, M., Reichart, G.-J., Moretti, S., Martínez-García, A., Höche, N., Schöne, B.R., Rodiouchkina, K., Goderis, S., Vanhaecke, F., van Leeuwen, S.M., Ziegler, M., 2021. Multi-isotopic and trace element evidence against different formation pathways for oyster microstructures. Geochim. Cosmochim. Acta 308, 326–352. https://doi.org/10.1016/j.gca.2021.06.012

Eziefula, U.G., Ezeh, J.C., Eziefula, B.I., 2018. Properties of seashell aggregate concrete: A review. Constr. Build. Mater. 192, 287–300. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.10.096

FAO (Ed.), 2016. Contributing to food security and nutrition for all, The state of world fisheries and aquaculture. Rome.

Lertwattanaruk, P., Makul, N., Siripattarapravat, C., 2012. Utilization of ground waste seashells in cement mortars for masonry and plastering. J. Environ. Manage. 111, 133–141. https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2012.06.032

MacDonald, J., Freer, A., Cusack, M., 2010. Alignment of Crystallographic c-Axis throughout the Four Distinct Microstructural Layers of the Oyster Crassostrea gigas. Cryst. Growth Des. 10, 1243–1246. https://doi.org/10.1021/cg901263p

Mo, K.H., Alengaram, U.J., Jumaat, M.Z., Lee, S.C., Goh, W.I., Yuen, C.W., 2018. Recycling of seashell waste in concrete: A review. Constr. Build. Mater. 162, 751–764. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.12.009

Wang, D., Shi, C., Farzadnia, N., Shi, Z., Jia, H., Ou, Z., 2018. A review on use of limestone powder in cement-based materials: Mechanism, hydration and microstructures. Constr. Build. Mater. 181, 659–672. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.06.075

Yoon, G.-L., Kim, B.-T., Kim, B.-O., Han, S.-H., 2003. Chemical–mechanical characteristics of crushed oyster-shell. Waste Manag. 23, 825–834. https://doi.org/10.1016/S0956-053X(02)00159-9

Impact de la variabilité de la chènevotte sur l'hydratation du ciment

Sandrine Marceau[1], Lucie Lacour[1], Fatma Yildirim[1], Fabienne Farcas[1]

[1] *Université Gustave Eiffel, MAST/CPDM, 77454 Marne-la-Vallée Cedex 02, France*

RESUME Les bétons de chanvre sont des matériaux d'isolation biosourcés dont l'utilisation est en plein essor en France. Cependant, leur développement est encore limité par le manque de recul sur leurs performances, notamment en ce qui concerne leurs propriétés mécaniques. La variabilité des caractéristiques des granulats végétaux est à l'origine de ce résultat. Dans ce travail, l'influence de huit chènevottes d'origine différente sur la prise d'un ciment CEM I est étudiée. Ces particules entrainent un retard de prise du liant variant de 2 à 6 heures par rapport au ciment seul. L'analyse des solutions d'extraction des particules végétales par spectrométrie UV et chromatographie liquide montre que ce retard est lié à la présence de polyphénols, et plus particulièrement aux composés les plus polaires. L'objectif final de cette étude sera de définir un indicateur permettant de prédire la compatibilité de particules végétales avec un liant minéral.

Mots-clefs : béton végétal, chènevotte, hydratation, interactions

I. INTRODUCTION

Les bétons végétaux sont des matériaux d'isolation biosourcés pour le bâtiment, constitués de particules végétales enrobées par un liant minéral à base de ciment et/ou de chaux (Amziane and Collet, 2017). En France, la mise en œuvre du béton de chanvre est encadrée par des règles de construction (Collectif SEBTP, 2012). Néanmoins, il est actuellement impossible de prédire les performances, notamment mécaniques, des bétons de chanvre sans réaliser des tests de convenance pour valider la compatibilité des granulats végétaux avec le liant minéral. En effet, en raison de la variabilité des caractéristiques des végétaux, l'hydratation des liants est dans certains cas ralentie, voire inhibée par des composés chimiques extraits de végétaux pendant la mise en œuvre des matériaux (Delannoy et al., 2020; Niyigena et al., 2018).

Deux mécanismes décrits dans la littérature permettent d'expliquer l'impact des végétaux sur l'hydratation des liants minéraux : l'absorption de molécules organiques, comme les sucres, à la surface des grains de ciment anhydres (Boix et al., 2020) et la capacité d'autres types de composés, comme les polyphénols, à chélater les ions Na+, entrainant la formation de complexes Ca^{2+} qui empêchent l'hydratation du ciment (Miller and Moslemi, 1991).

Dans ce travail, huit granulats de chanvre d'origine différente sont analysés et leur impact sur l'hydratation d'un ciment de type CEM I est relié à leur composition chimique, en particulier à la présence de polyphénols extractibles. Il complète une étude précédente (Marceau et al., 2022), où

le lien entre le retard de prise du liant et la quantité totale d'extractibles et de sucres n'avait pas pu être mis en évidence.

II. Matériaux et méthodes

Un ciment de type CEM I et huit échantillons de chènevotte d'origines différentes, référencées CH1 à CH8 ont été utilisés. Les particules végétales ont été broyées pour obtenir une poudre dont la granulométrie est inférieure à 500 µm pour optimiser l'extraction des composés libres et étudier des mélanges minéral-végétal homogènes.

L'hydratation du liant est suivie par calorimétrie isotherme à 25°C (TA instruments, TAM AIR 8, référence : sable de Fontainebleau). Les mesures sont réalisées sur la pâte de ciment pure utilisée comme référence et sur des pâtes contenant les poudres végétales (rapports végétal/ciment de 2% et eau/ciment de 0,5).

L'extraction des composés des végétaux a été réalisée dans l'eau à 20°C pendant une heure avec un rapport végétal/eau de 1%. Les phénols extraits des végétaux ont été analysés par spectroscopie UV-Visible et séparés par chromatographie liquide à haute performance en phase inverse (Waters, colonne C18 de type Zorbax Bonus-RP).

Les formulations analysées par calorimétrie isotherme et les conditions d'extraction ne correspondent pas aux rapports végétal/ciment et eau/ciment utilisés dans les bétons végétaux, respectivement de l'ordre de 0,5 et 1. Elles ont été choisies pour amplifier au maximum les phénomènes de retards et ont été fixées suite à une autre étude (Delannoy et al., 2020).

III. Résultats et discussion

A. Impact du type de chènevotte sur l'hydratation du ciment

L'évolution du flux de chaleur lié à l'hydratation du ciment pour la pâte de ciment de référence et celles contenant les poudres végétales est présentée sur la Fig. 1.

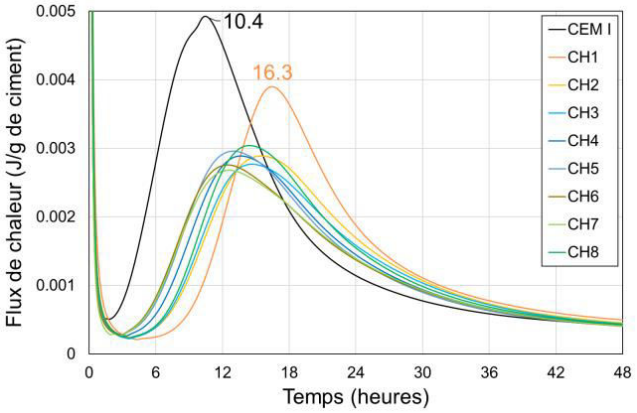


FIGURE 1. Flux de chaleur mesurée par calorimétrie isotherme à 25°C

Grâce à ces mesures, on peut observer le décalage du maximum du flux de chaleur vers des temps plus longs, ainsi que la diminution de l'amplitude de ce pic lorsque les pâtes de ciment contiennent les poudres végétales. Ce décalage dépend du type de chènevotte et on peut l'associer

au retard de prise lié à la présence de la poudre. Il varie de 2 heures pour la chènevotte CH6 à 6 heures pour la chènevotte CH1.

B. Influence des polyphénols.

Les polyphénols sont des composés chimiques pouvant être extraits des végétaux et influence la prise des liants cimentaires. Leur présence dans les solutions d'extraction des huit particules de chènevotte a été analysée par spectrométrie UV. Les spectres obtenus sont présentés sur la Fig. 2.

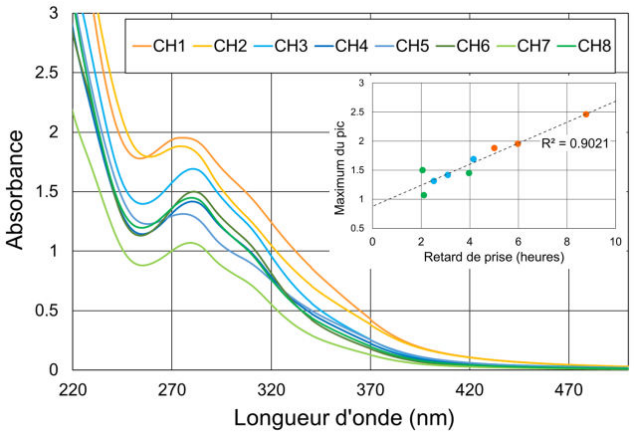


FIGURE 2. Spectres d'absorption UV des solutions d'extraction

Les spectres d'absorption de toutes les solutions présentent qualitativement la même allure, avec la présence d'un pic principal à 280 nm et d'un épaulement plus ou moins prononcé à 310 nm, associés à deux cycles aromatiques présents dans différents types de polyphénols, les flavonoïdes et les tannins. En traçant la valeur du maximum du pic principal en fonction du retard de prise (Fig. 2), on peut observer une corrélation entre ces deux valeurs.

Cependant, cette technique ne permet pas d'identifier précisément quels types de polyphénols sont présents dans les extractibles. La chromatographie liquide à haute performance permet de séparer les molécules en fonction de leur polarité. Les chromatogrammes obtenus sont présentés sur la Fig. 3.

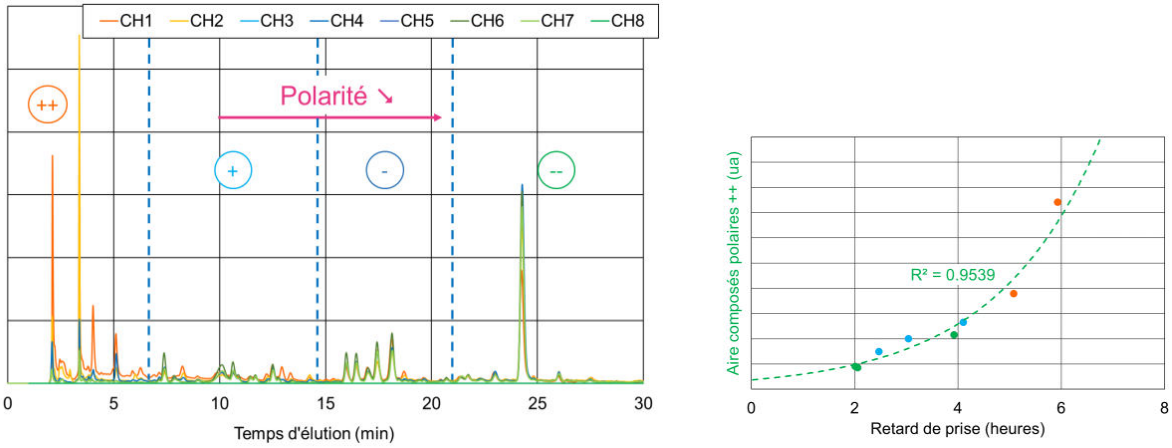


FIGURE 3. Chromatogrammes des solutions d'extraction et aire correspondant aux composés les plus polaires en fonction du temps de prise

Qualitativement, les pics identifiés sont situés aux mêmes temps d'élution, ce qui signifie que le même type de composé chimique est extrait pour toutes les chènevottes. En revanche, on peut observer que la hauteur des pics, liée à la quantité de polyphénols, est différente d'un granulat à l'autre. Etant donnée la complexité des spectres, les polyphénols ont d'abord été séparés en quatre groupes de polarité décroissante, et l'aire sous les pics correspondant à chaque zone a été mesurée et reliée au retard de prise. Dans le cas des composés les plus polaires, on observe une relation exponentielle entre ces deux paramètres (Fig. 3.). Ces composés les plus polaires, comme les acides organiques, seraient donc ceux qui sont à l'origine du retard de prise du liant.

CONCLUSION

Cette étude a permis de montrer l'influence de la variabilité des propriétés de huit types de chènevotte sur l'hydratation d'un ciment de type CEM I. Des retards de prise variant de deux à six heures ont pu être observés. Dans une étude précédente, ce retard n'avait pas pu être relié à la quantité totale de composés extraits des végétaux, ni à celles de polysaccharides. En étudiant plus spécifiquement la famille des polyphénols, ce travail permet de mettre en évidence le rôle des polyphénols les plus polaires, comme les acides organiques.

En perspective de ce travail, une étude globale est prévue portant sur plusieurs types de végétaux et de liants, pour mettre en évidence un indicateur permettant de prévoir la compatibilité des végétaux avec les liants minéraux, mais également la prédiction de leurs performances thermiques et mécaniques, ainsi que l'évaluation de leur impact environnemental réel.

REFERENCES

Amziane, S., Collet, F., 2017. Bio-aggregates Based Building Materials. Springer, Dordrecht. https://doi.org/10.1007/978-94-024-1031-0

Boix, E., Gineau, E., Narciso, J.O., Höfte, H., Mouille, G., Navard, P., 2020. Influence of chemical treatments of miscanthus stem fragments on polysaccharide release in the presence of cement and on the mechanical properties of bio-based concrete materials. Cem. Concr. Compos. https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.103429

Collectif SEBTP, 2012. Construire en Chanvre, Règles professionnelles d'exécution.

Delannoy, G., Marceau, S., Glé, P., Gourlay, E., Guéguen-Minerbe, M., Diafi, D., Amziane, S., Farcas, F., 2020. Impact of hemp shiv extractives on hydration of Portland Cement. Constr. Build. Mater. 244, 118300. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118300

Marceau, S., Lacour, L., Diafi, D., Farcas, F., 2022. Compatibility of Plants with a Mineral Binder. Constr. Technol. Archit. 1, 865–871. https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/cta.1.865

Miller, D., Moslemi, A., 1991. Wood-cement composites : effect of model compounds on hydration characteristics and tensile strength. Wood fiber Sci. J. Soc. Wood Sci. Technol. 23, 472–482.

Niyigena, C., Amziane, S., Chateauneuf, A., 2018. Multicriteria analysis demonstrating the impact of shiv on the properties of hemp concrete. Constr. Build. Mater. 160, 211–222. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.11.026

Diagnostic de la corrosion du béton armé par la sonde DIACOR : étude numérique et expérimentale

Fabrice Deby[1], Gabriel Samson[1], Marc Breidy[2], Jean-Luc Garciaz[2], Mansour Lassoued[2]

[1] *LMDC, INSAT/UPS Génie Civil, 135 Avenue de Rangueil, 31077 Toulouse cedex 04 France*

[2] *LERM SETEC, 23 Rue de la Madeleine, 13631 Arles cedex France*

RESUME Ce travail fait partie du projet DIAMOND (https://www.projet-diamond.com/) qui a permis de développer une solution technique complète et innovante de diagnostic de la corrosion. Un nouveau type de sonde a été mis au point permettant à la fois de mesurer le potentiel de corrosion, d'évaluer la résistivité du béton d'enrobage et la vitesse de corrosion des armatures. Afin d'inverser les mesures réalisées en surface l'ensemble du dispositif expérimental a fait l'objet d'un jumeau numérique fondé sur un modèle 3D éléments finis. Les premiers résultats expérimentaux tendent à confirmer le bon comportement de la sonde

Mots-clefs Béton Armé ; corrosion ; potentiel ; résistivité ; vitesse

I. INTRODUCTION

La corrosion des armatures représente 80% des pathologies observées pour les structures de Génie Civil en béton armé. Elle est responsable de pertes financières considérables dues aux besoins de maintenance et de réparation. Plusieurs méthodes d'évaluation de l'activité de corrosion existent : potentiel de corrosion, résistivité et résistance de polarisation linéaire. La vitesse de corrosion peut être déterminée grâce à la mesure de la résistance de polarisation tandis que les autres méthodes ne fournissent qu'une estimation du risque de corrosion. Les appareils utilisés pour déterminer la vitesse de corrosion sont peu nombreux et les hypothèses de calcul associées souvent insuffisantes pour décrire le caractère tridimensionnel du problème (Mitzithra et al., 2015).

La sonde DIACOR développée dans le projet DIAMOND permet de mesurer à la fois le potentiel de corrosion, d'évaluer la résistivité du béton d'enrobage et la vitesse de corrosion des armatures en s'appuyant sur un jumeau numérique 3D.

II. PRINCIPE DE LA MESURE ET JUMEAU NUMERIQUE

La sonde DIACOR fonctionne selon une mesure électrochimique à 3 électrodes : l'électrode de travail (WE, i.e. le réseau d'armatures) est reliée électriquement à la sonde, elle-même constituée d'une contre électrode (CE) permettant d'injecter un courant continu (de 1 à 25 µA suivant les cas) et d'une électrode de référence (RE) pour mesurer la réponse en potentiel (fonctionnement

galvanostatique). La mesure est surfacique, à savoir que la sonde est positionnée sur le béton, au droit d'une armature. La contre-électrode est un disque de 22 mm de diamètre constitué d'un fil d'argent enroulé en spirale autour d'un espace central où est placée l'électrode de référence de 5 mm de diamètre. La continuité électrolytique entre les électrodes de la sonde et la surface du béton est assurée par un feutre fin de 1 mm. La géométrie de la sonde (Fig. 1) comprenant également l'électronique de pilotage constitue au final un cylindre de 50 mm de diamètre et 130 mm de haut permettant ainsi un encombrement réduit qui facilite les mesures in-situ. Une sonde monitoring noyée dans le béton existe également même mais elle n'est pas présentée ici.

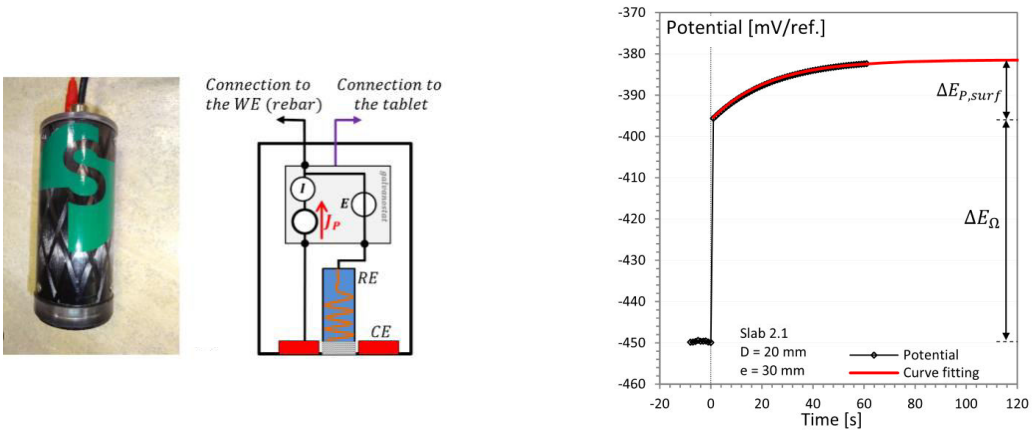


FIGURE 1. Design de la sonde et exemple de réponse en potentiel mesurée en fonction du temps

Une simple tablette tactile reliée à la sonde enregistre alors les données de mesure. Une courbe typique de polarisation enregistrée en cours de mesure est présentée Fig. 1. De cette courbe sont extraites 3 informations pour quantifier l'état de corrosion de la structure en béton armé inspectée :

- Le potentiel de corrosion est mesuré directement lorsqu'aucune sollicitation électrique n'est appliquée à l'armature, c'est-à-dire avant t=0 sur la courbe.
- Lorsque la sollicitation galvanostatique (injection du courant continu J_P) débute à t=0, un saut instantané de potentiel en surface du béton ΔE_Ω est mesuré par l'électrode de référence. La chute ohmique correspondante ($\Delta E_\Omega/J_P$) est alors convertie en résistivité du béton d'enrobage.
- La réponse en régime permanent $\Delta E_{P,surf}$ obtenue à stabilisation de la courbe en surface est ensuite utilisée pour déterminer la vitesse de corrosion de l'armature via la résistance de polarisation ($\Delta E_P/j_{Pi}$) en évaluent la polarisation sur l'armature ΔE_P et la densité de courant reçue j_{PI}.

Dans les deux derniers points, le processus d'exploitation de la mesure est fondé sur des abaques obtenus par simulations numériques. La méthodologie exige que le diamètre des armatures et l'épaisseur du béton d'enrobage soient connus mais ce travail d'inspection (par méthode radar par exemple) constitue un préliminaire nécessaire à un diagnostic fiable de corrosion.

Le jumeau numérique construit pour l'inversion de la mesure repose sur les équations électrocinétiques classiques couplées aux lois de comportement électrochimique des aciers dans le béton, les équations de Butler-Volmer (Laurens et al., 2016). Il est construit à l'aide d'un modèle éléments finis en 3D et permet de simuler numériquement les mesures de la sonde

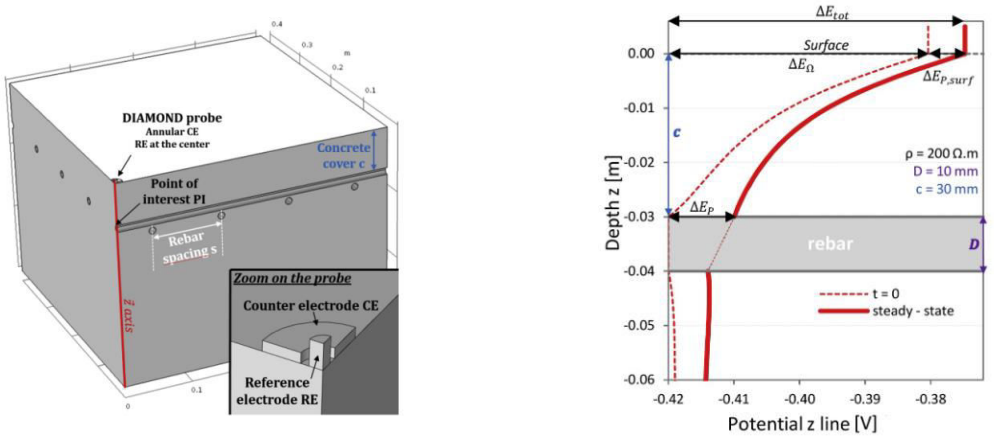


FIGURE 2. Modèle EF 3D et exemple de champ de potentiel associé en réponse instantanée et en régime établi pour une polarisation galvanostatique

La Fig. 2 illustre la géométrie 3D du jumeau numérique où apparaissent le volume de béton, le réseau d'armatures caractérisé par son enrobage, le diamètre des barres et leurs espacements. Les paramètres physiques associés sont la résistivité du béton et les paramètres électrochimiques de l'acier associés aux équations de Butler-Volmer, les constantes de Tafel.

III. RESULTATS EXPERIMENTAUX

Cette partie présente les résultats d'un pré-test de validation expérimentale menée avant une campagne beaucoup plus large et toujours en cours. L'objectif principal est de valider les propriétés électrochimiques mesurées avec la sonde DIACOR par comparaison avec des méthodes directes telles que les essais de Tafel.

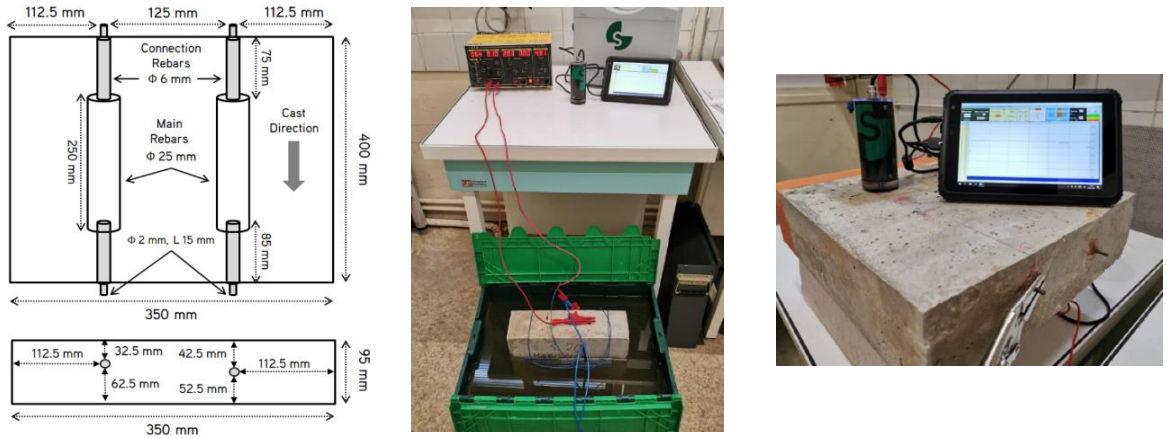


FIGURE 3. Schémas des corps d'épreuve, dégradation accélérée et mesure par la sonde DIACOR

Pour cela, une éprouvette rectangulaire en béton est coulée (Fig. 3), avec deux armatures en acier, non connectées, d'enrobages différents, puis contaminée avec des chlorures en la plongeant dans une solution saline et en imposant champ électrique (Fig. 3). L'état de contamination en chlorures de la dallette est alors supposé uniforme. L'évolution du potentiel de corrosion, de la résistivité du béton d'enrobage et du courant de corrosion est mesurée avec la sonde DIACOR, avant et après contamination (Fig. 3).

A la fin de ces essais, la dallette contaminée est carottée autour des armatures pour extraire 2 cylindres (Fig. 4). Les paramètres estimés par DIACOR sont alors mesurés au moyen d'un essai de Tafel pour une géométrie cylindrique qui permet d'accéder directement à ces paramètres (Fig. 4).

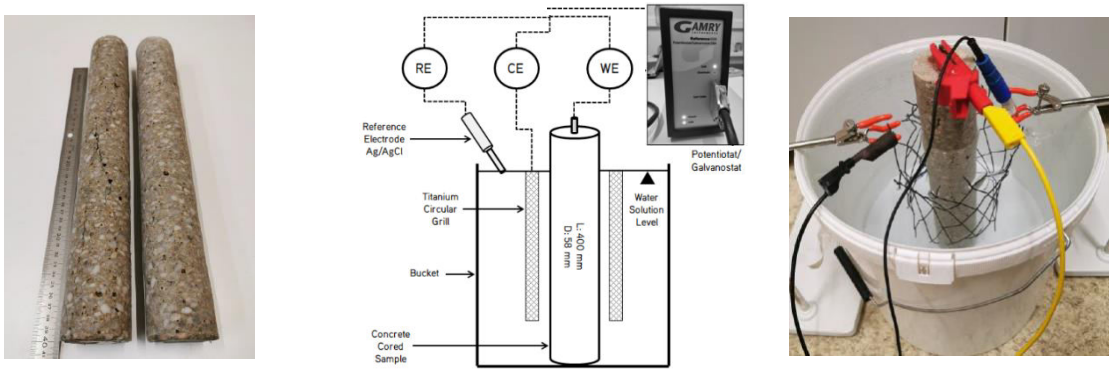


FIGURE 4. Carottages des armatures, schéma de l'essai de Tafel et montage de l'essai

Le tableau 1 synthétise les résultats obtenus. Les valeurs obtenues par DIACOR sont les moyennes sur les 2 faces, au-dessus de chaque barre pour laquelle 3 points de mesure sont positionnés en son long. Pour chaque paramètre, 4 enrobages sont donc intégrés pour un total de 12 mesures.

TABLEAU 1. Résultats des essais sur la dalette (moyenne ; *écart-type***)**

	Non contaminée DIACOR	Contaminée DIACOR	Contaminée Tafel
E_{corr} [mV / Ag/AgCl/KClsat]	**- 20** ; *14*	**- 566** ; *15*	**- 524**
ϱ [Ω.m]	**113** ; *39*	**55** ; *23*	**89**
i_{corr} [µA/cm²]	**0,15** ; *0,06*	**5,5** ; *1,8*	**8,9**

Les valeurs obtenues par DIACOR sont encourageantes. Après contamination, le potentiel de corrosion E_{corr} chute et la densité de courant de corrosion i_{corr} augmente très fortement. La résistivité ϱ du béton diminue par la présence des chlorures. Les valeurs obtenues sur dallette contaminée sont confortées par les essais de Tafel malgré une sous-estimation de ϱ et i_{corr}.

IV. CONCLUSION

La sonde DIAMOND est un dispositif innovant permettant conjointement de mesurer les 3 paramètres prépondérants dans l'évaluation de la corrosion. La méthodologie d'inversion est fondée sur un jumeau numérique 3D. Les premiers résultats expérimentaux sont positifs et seront confortés par une campagne expérimentale ambitieuse couvrant davantage de configurations.

REFERENCES

M.E. Mitzithra, F. Deby, J.P. Balayssac, & J. Salin. (2015). Proposal for an alternative operative method for determination of polarisation resistance for the quantitative evaluation of corrosion of reinforcing steel in concrete cooling towers. *Nucl. Eng. Des.*, 288, 42-55.

S. Laurens, P. Hénocq, N. Rouleau, F. Deby, E. Samson, J. Marchand, & B. Bissonnette. (2016). Steady-state polarization response of chloride-induced macrocell corrosion systems in steel reinforced concrete — numerical and experimental investigations. *Cem. Concr. Res.*, 79, 272-290.

Caractérisation mécanique de bétons de granulats légers isolants soumis à des températures élevées

Matthieu PETTMANN[1,2], Anne-Lise BEAUCOUR[1], Javad ESLAMI[1], Tine TYSMANS[2], Dimitrios AGGELIS[2], Albert NOUMOWE[1]

[1] *CY Cergy Paris Université, L2MGC, 5 Mail Gay-Lussac, Neuville-sur-Oise 95031 Cergy-Pontoise cedex*

[2] *Department Mechanics of Materials and Constructions, Vrije Universiteit Brussel (VUB), Pleinlaan 2, 1050 Brussels, Belgium*

Dans ce papier, le comportement mécanique de deux bétons de granulats légers isolants après chauffage à haute température est étudié. Ces bétons serviront de cœur de panneau sandwich avec des peaux en Textile Reinforced Concrete (TRC). De l'argile expansée a été utilisée à la fois comme gravillon et comme sable. La première formulation satisfait aux exigences d'un béton structurel tandis que le second béton, qualifié de semi-structurel est formulé selon le critère d'une conductivité thermique minimale. L'évolution du comportement mécanique en fonction de la température de ces deux bétons est étudiée à travers leurs propriétés élastiques, module d'Young et coefficient de poisson et leurs résistances à la rupture en compression et traction. Les courbes contrainte-déformation, l'observation des faciès de rupture et l'évolution de la porosité mettent en évidence les mécanismes à l'origine de l'endommagement thermomécanique des bétons de granulats légers isolants.

Béton de granulats légers, comportement au feu, propriétés résiduelles

I. INTRODUCTION

Dans le contexte environnemental actuel, de nouvelles solutions pour réduire les émissions de CO2 doivent être étudiées. Actuellement les panneaux sandwich isolants comprennent un cœur en matériau polyuréthane. Celui-ci présente certains inconvénients : très faible tenue au feu, nocivité des émissions gazeuses et une très faible recyclabilité. Une solution est l'utilisation de béton de granulats légers à propriétés isolantes. Ces bétons ont l'avantage d'avoir une masse volumique faible, de bonnes propriétés thermiques et un meilleur comportement au feu (Roufael et al. 2021). Par rapport au béton léger structurel, il est nécessaire de développer des formulations innovantes avec un plus fort pouvoir isolant tout en maintenant une capacité semi-structurelle. L'augmentation de la porosité est obtenue par l'emploi de granulats légers très poreux, l'utilisation de sable léger et une optimisation du rapport G/S pour une porosité maximale. Par rapport aux bétons traditionnels, ces formulations peuvent présenter une résistance au feu différente et nécessitent par conséquent une étude expérimentale afin d'établir notamment l'évolution du comportement mécanique de ces bétons en fonction de la température.

II. MATÉRIAUX

Dans cette étude, trois granulats d'argile expansée ont été utilisés : un sable concassé de fraction 0/4 et deux gravillons ronds de fraction 4/10 présentant les caractéristiques suivantes :

TABLEAU 1. Caractéristiques des granulats (masses volumiques apparente sèche (Lrd), saturée surface sèche (ssd), porosité intergranulaire (P_{int}))

Granulats	Masse volumique (kg/m³)				Porosité (%)				Teneur en eau à 48h (%)
	ϱ_{Vrac}	ϱ_{Lrd}	ϱ_{Lssd}	ϱ_{La}	P_{int}	P_{ouvert}	P_{Total}	$P_{Fermé}$	
AR0/4-500	503	1058	1606	2337	52	53	60	7	40,5
AR4/10-430	443	715	1025	1037	38	31	73	42	30,3
AR4/10-550	564	963	1279	1408	41	32	64	32	24,7

Le ciment utilisé dans cette étude est un ciment CEM I 52,5 N de haute résistance avec une masse volumique réelle de 3150 kg/m³.

III. FORMULATIONS ET PROPRIÉTÉS À TEMPÉRATURE AMBIANTE

Deux formulations de béton léger différentes sont réalisées en ciblant deux gammes de résistance. La première (LWC) est formulée d'après la méthode de Dreux-Gorisse et est basée sur les travaux de Nguyen et al (2013) avec les granulats 4/10-550 et 0/4-500 et la seconde (ULWC) en augmentant la fraction totale de granulat léger et en substituant le 4/10-550 par le 4/10-430, plus léger. Les granulats étant très poreux, ils sont pré-saturés en eau 48 heures avant malaxage afin de pouvoir contrôler le rapport eau/ciment. Cette pré-saturation implique une teneur en eau totale élevée des bétons (26,4% pour LWC et 29,4% pour ULWC). La formulation LWC contient 426 kg/m³ de ciment Portland, 60 kg/m³ de filler calcaire avec des ratios G/S = 1,5 et E/C = 0,48. La formulation ULWC contient 380 kg/m3 de ciment Portland avec des ratios G/S = 1,96 et E/C = 0,48. Des éprouvettes cylindriques 5x10 (porosité) et 11x22 (caractérisation thermique et mécanique) sont réalisées et conservées en cure humide pendant 90 jours.

TABLEAU 2. Caractéristiques à 90 jours des bétons à température ambiante

	$\varrho_{saturé}$ (kg/m³)	ϱ_{sec} (kg/m³)	F_c (MPa)	E (GPa)	λ (W/m.K)	C_p (MJ/m³.K)
LWC	1590	1224	22,4	12,0	0,42	1,09
ULWC	1446	1046	14,4	10,7	0,33	1,03

Les caractéristiques mécaniques et physiques des deux bétons sont présentées dans le tableau 2. La formulation ULWC présente une conductivité thermique relativement faible pour un béton de granulats à structure non ouverte, 25% plus faible par rapport à la formulation LWC.

IV. PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES RÉSIDUELLES

La caractérisation des bétons a été effectuée à différentes températures : 20°C, 150°C, 300°C, 450°C et 600°C. Le chauffage des échantillons a suivi le programme suivant : 1°C/min jusqu'à la température cible, palier de 3 heures à cette température puis retour à la température ambiante à la

vitesse de 1°C/min. Ce chauffage lent permet de limiter le gradient thermique dans l'éprouvette et d'accéder à des propriétés de matériau en limitant l'effet de structure.

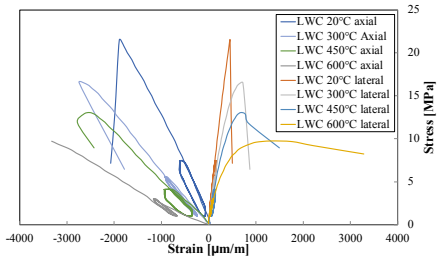


Figure 1. Courbe contrainte/déformation en fonction de la température (LWC)

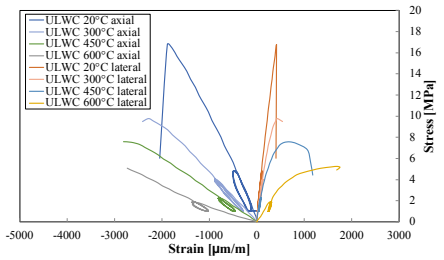


Figure 2. Courbe contrainte/déformation en fonction de la température (ULWC)

A température ambiante, les courbes contrainte/déformation (figures 1 et 2) obtenues à l'aide de jauges de déformation pendant l'essai de compression montrent une rupture fragile typique des bétons de granulats légers illustrée par une rupture exclusivement trans-granulaire (figure 3) découlant de la faible résistance des granulats d'argile expansée et de la grande adhérence entre la pâte et les granulats d'argile expansée. Au-delà de 300°C, les courbes contrainte-déformation s'aplanissent avant la rupture, notamment pour les déformations latérales traduisant probablement un plus grand nombre de microfissures orientées dans le sens du chargement et qui se connecteraient avec des fissures aux interfaces pâte-granulat. L'observation des faciès de rupture montre que les ruptures à l'interface pâte-granulat marginales à 300°C augmentent nettement avec la température. La figure 4 montre en effet un certain nombre de décohésion de granulats légers de la pâte sur le faciès de rupture d'une éprouvette cylindrique chauffée à 600°C. L'adhérence pâte-granulat s'affaiblit avec la température et des microfissures s'ouvrent à l'interface lors du chargement mécanique.

On observe une diminution similaire du module d'Young en fonction de la température pour les deux formulations atteignant 83% de perte à 600°C. Pour le coefficient de Poisson, la tendance générale est à la diminution avec une chute observée à partir de 150°C. Cela rejoint les résultats de la thèse de G. Roufael (2020) qui a aussi observé cette particularité des bétons de granulats légers par rapport aux bétons de granulats calcaires pour lesquels le coefficient de Poisson n'évolue pas avec la température.



Figure 3. Faciès de rupture à température ambiante (gauche : LWC, droite : ULWC)



Figure 4. Faciès de rupture à 600°C (gauche : LWC, droite : ULWC)

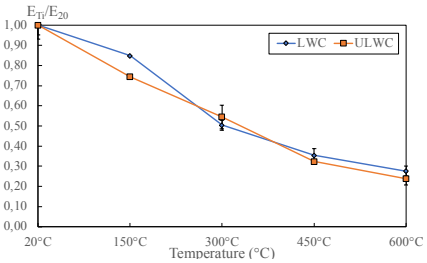


Figure 5. Module d'élasticité statique résiduel en fonction de la température

TABLEAU 2. Évolution du coefficient de Poisson en fonction de la température

	20°C	150°C	300°C	450°C	600°C
LWC	0,242	0,201	0,170	0,135	0,115
ULWC	0,234	0,196	0,136	0,120	0,160

Le comportement résiduel à la rupture des deux formulations présente une évolution similaire. Jusqu'à 300°C, les résistances résiduelles se maintiennent. Les résistances en traction affichent une baisse de la résistance à 150°C puis une augmentation à 300°C. Une ré-augmentation de la résistance en compression à 300°C a souvent pu être notée dans la littérature (Fares et al.), pour les bétons conventionnels. Toutefois, les faibles résistances initiales en traction (1 à 2 MPa) et l'écart type important aux températures de 150°C et 300°C ne permettent pas de conclure définitivement.

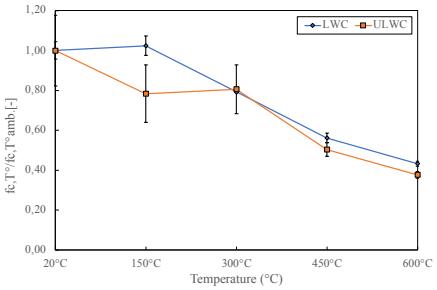


Figure 6. f_c relative en fonction de la température

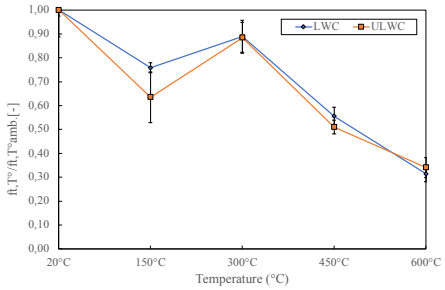


Figure 7. f_t relative en fonction de la température

V. CONCLUSION

Les bétons de granulats légers formulés dans cette étude présentent une faible conductivité thermique et une masse volumique rapportées à leur résistance mécanique. L'évolution du comportement mécanique résiduel avec la température est identique pour les deux formulations. Le maintien de leurs résistances avec la température est meilleur que pour les bétons conventionnels notamment en traction. L'étude de leur sensibilité à l'écaillage complètera cette étude. La combinaison avec des TRC (Textile Reinforced Concrete) pourrait permettre d'obtenir des panneaux sandwichs plus surs vis-à-vis du feu et avec un impact environnemental moindre comparé à un cœur en polyuréthane.

REFERENCES

Nguyen, L.H., (2013). Bétons de structure à propriétés d'isolation thermique améliorées : approche expérimentale et modélisation numérique. *Thèse de doctorat CY Cergy Paris Université*.

Fares, H., Remond, S., Noumowe, A., & Cousture, A. (2010). High temperature behaviour of self-consolidating concrete: microstructure and physicochemical properties. Cement and Concrete *Research, 40(3), 488-496.*

Roufael, G., (2020). Stabilité des bétons de granulats légers à haute température : Approche numérique et expérimentale. *Thèse de doctorat CY Cergy Paris Université.*

Potentiel de valorisation des sédiments de dragage dans des blocs de terre comprimée

Sarah Nassar [1], Jacqueline Saliba[1], Nadia Saiyouri[1]

[1] *Université de Bordeaux, UMR 5295, Institut de Mécanique et d'Ingénierie (I2M), CNRS, Esplanade des Arts et Métiers, 33405 Talence, France.*

RESUME Dans le contexte de réduction de l'impact environnemental, le secteur de la construction se trouve soumis à des réglementations de plus en plus exigeantes. Il ne suffira pas de réduire les consommations énergétiques liées à l'usage du bâtiment mais il faudra penser à utiliser des matériaux de construction alternatifs à faible émission CO_2. D'autre part, l'entretien des voies navigables nécessite des opérations de dragage qui résultent en de grandes quantités de sédiments à gérer. Pour répondre à la problématique de gestion des sédiments, une solution serait de les valoriser dans des blocs de terre comprimée (BTC) qui présentent à leur tour des propriétés intéressantes en construction. Dans cet article, le potentiel de valorisation des sédiments du port de Bordeaux et du bassin d'Arcachon dans des BTC est évalué en se basant sur leur granulométrie. Dans un premier temps, la conformité des sédiments par rapport à la norme XP P13-901 relative aux BTC est étudiée. Ensuite, leur texture est comparée à la texture des sols utilisés dans la littérature pour la fabrication des BTC. Les résultats montrent que malgré la variabilité granulaire des sédiments le long des ports, un mélange optimal des sédiments peut aboutir à une granularité satisfaisante pour leur valorisation dans des BTC.

Mots-clefs valorisation, sédiments, dragage, bloc de terre comprimée, construction en terre

I. INTRODUCTION

Le secteur de la construction fait face actuellement à un défi environnemental. En vue d'une transition écologique, des matériaux de construction alternatifs et des écomatériaux doivent être développés pour substituer aux matériaux conventionnels notamment cimentaires. Les blocs de terre comprimée (BTC) sont une alternative assez intéressante grâce à leur faible impact environnemental et leur simple recyclage en fin de vie comme la terre est peu transformée. De plus, les BTC assurent un confort hygrothermique grâce à leurs propriétés hygroscopiques permettant de réguler l'humidité et leur inertie thermique. D'autre part, les ports doivent être régulièrement entretenus par des opérations de dragage pour maintenir un tirant d'eau nécessaire à la circulation des bateaux générant ainsi des quantités énormes de sédiments. La valorisation des sédiments de dragage dans les BTC semble ainsi être une intéressante voie. Elle a été adoptée dans la littérature par plusieurs chercheurs et dans différents pays. Larbi et al. (Larbi et al., 2021) ont fabriqué, à partir de sédiments de dragage, des BTC avec une bonne performance mécanique et une bonne durabilité. Serbah et al. (Serbah et al., 2018) se sont surtout intéressés à la teneur en eau du matériau et son impact sur les propriétés mécaniques.

L'objectif de ce travail est d'étudier la possibilité de valoriser les sédiments de dragage du Grand Port Maritime de Bordeaux (GPMB) et ceux du bassin d'Arcachon dans les BTC. En effet, les sédiments de dragage présentent une grande variabilité physique et minéralogique dans le temps et dans l'espace. L'aspect granulaire sera particulièrement traité dans cet article.

II. MATÉRIAUX ET MÉTHODES

Matériaux

Des sédiments ont été prélevés de 36 endroits différents le long du chenal du GPMB avec 15 autres échantillonnages du bassin d'Arcachon (figure 1). Plusieurs essais de caractérisation physico chimique ont été réalisés sur ses sédiments. Les mesures des indices de pollution et des teneurs en métaux ont montré que les sédiments ne sont pas pollués et peuvent donc être valorisés dans des matériaux de construction. La granulométrie a été déterminée à l'aide d'un granulomètre laser.

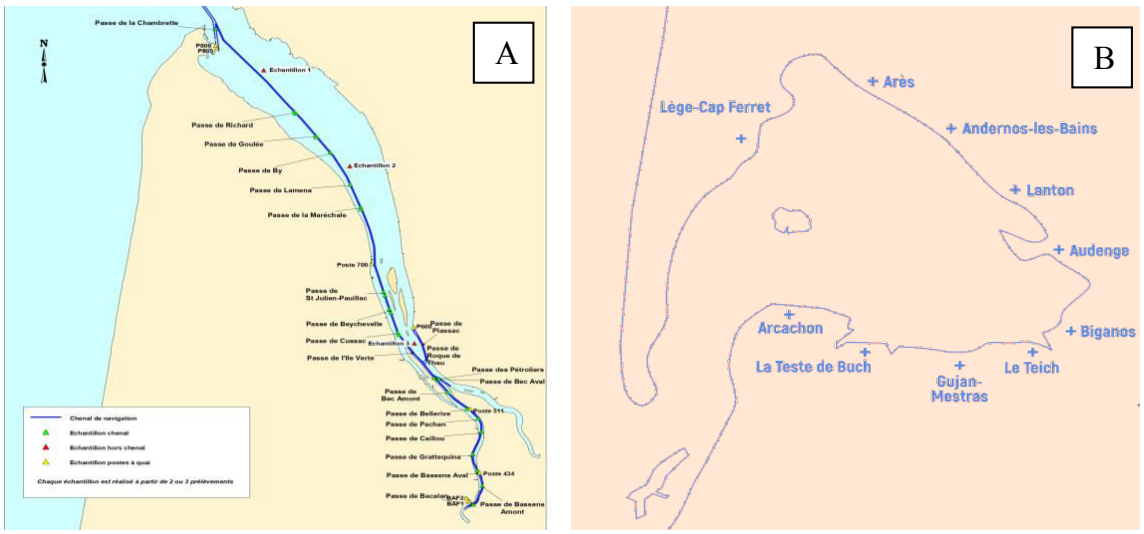


FIGURE 1. A) GPMB B) Bassin d'Arcachon

III. RÉSULTATS

A. Conformité au fuseau granulaire des BTC

La taille des particules est une propriété physique permettant de mieux connaitre le type des sols pour les valoriser. La norme XP P13-901 relative aux BTC recommande un fuseau granulaire des sols permettant d'aboutir à des propriétés satisfaisantes. La conformité de la distribution granulométrique des prélèvements au fuseau recommandé pour les BTC est montrée dans la figure 2. Certains échantillons intègrent parfaitement ce fuseau tandis que d'autres, de part et d'autre du fuseau, contiennent un peu trop de fines ou de particules grossières. Ces derniers ne peuvent pas être valorisés dans les BTC en l'état. Par contre, un mélange optimal des sédiments fins et grossiers permettra une distribution granulaire adéquate à la fabrication des BTC sans avoir recours à d'autres sols. Serbah et al. (Serbah et al., 2018) ont trouvé par calcul mathématique

que 30% de sable est nécessaire pour adapter la granulométrie de leurs sédiments. D'autres méthodes ont été aussi proposées dans la littérature pour décider du mélange optimal comme la méthode essai-erreur pour une optimisation d'un point de vue maniabilité et performance mécanique (Silva et al., 2015), ou même des essais VICAT pour atteindre une consistance optimale (Larbi et al., 2021). Une compacité optimale du mélange peut être aussi ciblée avec des modèles d'empilement granulaire (Roquier, 2016).

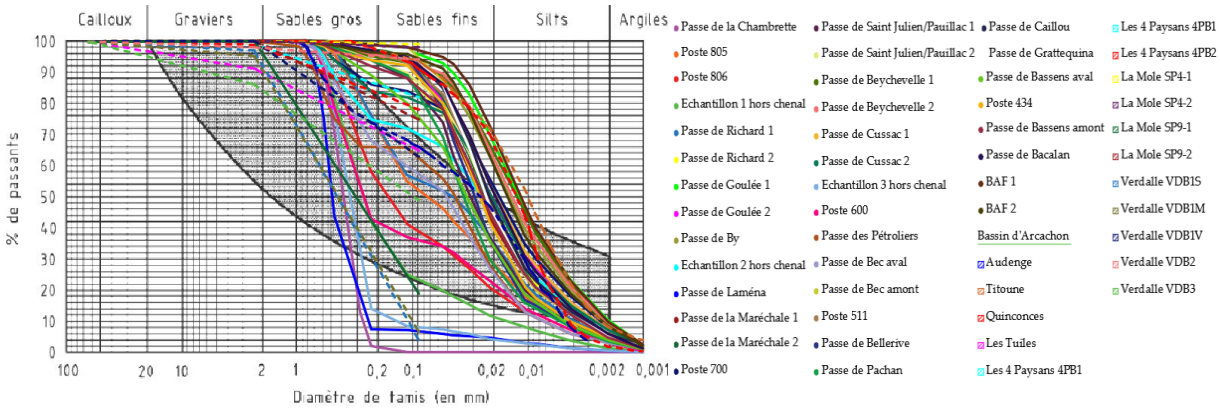


FIGURE 2. Conformité de la granulométrie des sédiments par rapport au fuseau granulaire des BTC

B. Texture des sédiments

Selon leur granulométrie, les sédiments de dragage et les sols dédiés aux BTC sont essentiellement formés de sable, de limon et d'argile. Le diagramme ternaire de la figure 3 indique le type des sols valorisés en BTC dans la littérature en fonction des proportions des particules qui les composent. Cette figure montre que la texture des sols valorisés en BTC est variée. La valorisation n'est pas alors limitée à un type de sol particulier. Les sédiments de dragage du GPMB et les trois prélèvements du Bassin d'Arcachon appartiennent à leur tour à différents types de sols.

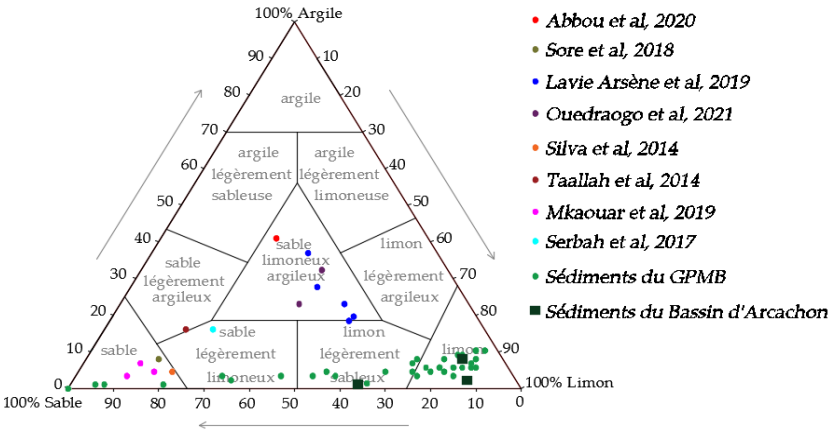


FIGURE 3. Texture des sédiments prélevés et des sols de la littérature destinés aux BTC

La figure 4A montre la résistance mécanique des BTC des références citées en utilisant les terres sans stabilisation chimique. Les résultats ne sont pas tout à fait satisfaisants par rapport à la norme XP P13-901 qui recommande au moins 2 MPa pour une classe de BTC 20 en compression

sèche. En effet, la stabilisation par l'ajout de liant comme le ciment, la chaux ou par géopolymérisation ou autres, permet d'améliorer la performance mécanique comme le montre la figure 4B. A noter qu'on pourrait, avec ou sans stabilisant, optimiser aussi d'autres paramètres comme la pression de compactage (Serbah et al., 2018) pour une meilleure résistance à la compression.

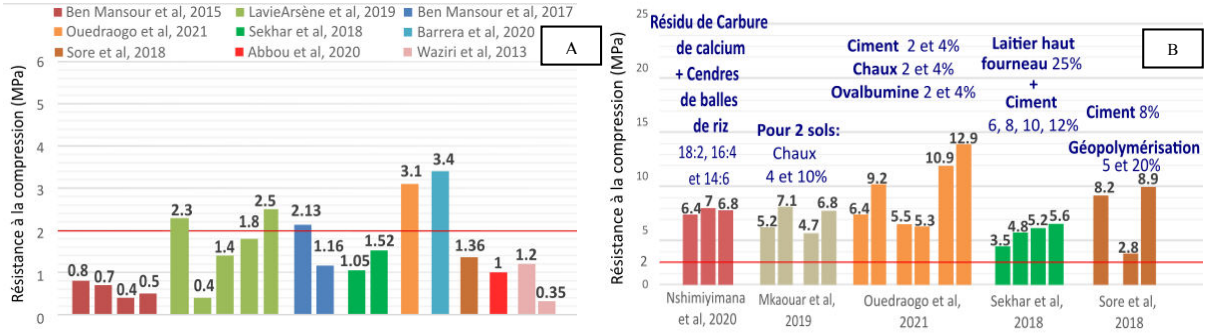


FIGURE 4. Résistance à la compression des terres utilisées en BTC A) sans et B) avec stabilisant

IV. CONCLUSION

La valorisation des sédiments de dragage du GPMB et du bassin d'Arcachon dans les matériaux de construction et plus particulièrement dans les BTC semble prometteuse. Ceci permettra à la fois de trouver une voie de gestion pour les sédiments considérés comme un déchet actuellement et aussi de formuler des matériaux de construction à faible impact environnemental. La variabilité granulaire des sédiments assurera une complémentarité des sols dragués pour constituer finalement un mélange conforme aux recommandations de la norme XP P13-901. A noter que les propriétés physiques du sol ne sont que le point de départ et ne garantissent pas une bonne performance de la BTC que si tous ses constituants, notamment l'eau et le liant sont optimisés. D'autres paramètres rentrent aussi en jeu comme le compactage et le séchage. Une analyse statistique basée sur des méthodes d'apprentissage automatique sera réalisée par la suite afin de prédire la performance du matériau en fonction de ses différents paramètres.

REFERENCES

Larbi, S., Khaldi, A., Maherzi, W., Abriak, N.-E., 2021. Formulation of Compressed Earth Blocks Stabilized by Glass Waste Activated with NaOH Solution. Sustainability 14, 102. https://doi.org/10.3390/su14010102

Roquier, G., 2016. Etude de la compacité optimale des mélanges granulaires binaires: classe granulaire dominante, effet de paroi, effet de desserrement.

Serbah, B., Abou-Bekr, N., Bouchemella, S., Eid, J., Taibi, S., 2018. Dredged sediments valorisation in compressed earth blocks: Suction and water content effect on their mechanical properties 158, 503–515. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.10.043

Silva, R.A., Soares, E., Oliveira, D.V., Miranda, T., Cristelo, N.M., Leitão, D., 2015. Mechanical characterisation of dry-stack masonry made of CEBs stabilised with alkaline activation 75, 349–358. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.11.038

XP P13-901 [WWW Document], 2001. . Afnor EDITIONS. URL https://www.boutique.afnor.org/fr-fr/norme/xp-p13901/blocs-de-terre-comprimee-pour-murs-et-cloisons-definitions-specifications-m/fa120503/487

Très petits pas vers un R+4 en terre crue porteuse?

Sylvie YOTTE[1], Octavian POP[1], Anne MILLIEN[1], Pascal MAILLARD[2]

[1] *Univ. Limoges, GC2D, EA 3178, F-19300 Egletons, France.*

[2] *CTMNC*

RESUME Dans l'optique de réaliser un R+4 en terre crue porteuse, une des objectifs est de diminuer la variabilité de la résistance en flexion. Seules les solutions de renforcement sont envisagées ici. La diminution de la variabilité de la brique choisie est recherchée en testant différents renforts.

Mots-clefs terre crue, R+4, variabilité,

I. OBJECTIF

On cherche à construire un bâtiment R+4 en terre crue porteuse. L'ATEX pour construire en terre crue non porteuse à Mayotte spécifie d'obtenir 6 MPa de résistance en compression caractéristique. S'il s'agit de résistance caractéristique, cela signifie que l'on prend le fractile d'une distribution. Si la distribution de la contrainte en compression a un écart type élevé il faut donc que la résistance médiane obtenue soit élevée. Si l'écart type est faible, la résistance médiane que l'on doit viser sera plus faible. L'objectif de ce travail est de tester des solutions d'amendement qui diminuent l'écart type dans une série d'essais. L'essai choisi est la flexion simple sur des éprouvettes 4x4x16 cm^3. Cet essai est sélectionné car il est sensible aux défauts de surface et la fracture s'initie à partir des défauts de surface. La variabilité des résultats est amplifiée par cet essai. Par contre on va plus caractériser la résistance en traction que la résistance en compression.

II. BIBLIOGRAPHIE

Laborel-Préneron et al [2016] soulignent que pour stabiliser la terre crue il existe 2 solutions courantes : additionner un liant hydraulique comme le ciment ou bien renforcer par des fibres. On s'intéresse ici au renforcement à l'aide de fibres. Parmi la multitude d'auteurs ayant testé de la terre crue renforcée citons par exemple Calatan et al (2016) qui s'intéressent à l'augmentation de résistance en fonction du taux volumique de fibres. Dans le cas du chanvre, la résistance en compression croit avec le volume de chanvre ajouté, dans le cas de la paille la résistance en compression décroit avec le volume de paille ajouté. Koutous et al réalisent des essais de compression sur des éprouvettes avec 3 éprouvettes dans chaque cas. Le tableau 1 reprend les résultats obtenus. L'auteur arrive à obtenir une faible variabilité en renforçant avec des fibres. Par contre la variabilité est plus élevée en stabilisant uniquement à la chaux. Mostafa et al (2016)

renforce avec des fibres de bananier. Il fait varier la longueur de la fibre et obtient un coefficient de variation pour la résistance en compression compris entre 0,015 et 0,022 et une résistance moyenne pour toutes les longueurs de 5,9 MPa. Par contre il s'agit de brique en terre compressée. Sharma et al (2016) réalise des éprouvettes en terre renforcée d'aiguilles de pin en compactant d'abord des couches de son mélange puis il les place dans le moule et il recompacte encore le mélange. Cela permet d'aligner plus de fibres dans la direction perpendiculaire à l'axe (essai de compression) et de les utiliser au mieux.

TABLEAU 1. Synthèse des résultats de Koutous et al

Mélange	Contrainte maximale moyenne (MPa)	Coefficient de variation
Sable + terre	2,03	0,05
Ciment+sable+terre	3,24	0,05
Chaux+sable+terre	2,15	0,19
Paille d'orge+sable+terre	2,74	0,07
Fibres de palmier+sable+terre	3,25	0,04

En conclusion, on peut observer que la terre crue a un comportement fragile, avec une fissuration qui s'initie sur les défauts comme par exemple les pores. Or l'ajout de fibres conduit à ajouter des lieux potentiels d'initiation de défaut. On a donc une concurrence entre une fragilisation et un renforcement du produit par les fibres.

III. MATERIAU

Deux types de terre argileuse sont utilisées. Elles proviennent toutes les deux du nord de Limoges et du même fournisseur, et sont référencées avec les noms « terre rouge » et « terre jaune ». Trois renforts sont utilisés : de la paille vendue comme coupée à 2 cm (l'histogramme de répartition des tailles de paille est représenté sur la figure 1), de la laine et du lin. La paille et la laine sont utilisées malaxées avec la terre et le lin est utilisé sous forme de grille de maille 5 mm, 10 mm, et 15 mm.

Pour réaliser les éprouvettes renforcées de paille, la terre, la paille et l'eau sont d'abord malaxées ensemble puis étalées par couche de 5 mm de façon à orienter la paille dans le plan. Ensuite chaque couche est compactée l'une après l'autre dans le moule. Ainsi les fibres sont orientées dans le plan le plus sollicité lors de l'essai de flexion. L'inconvénient de cette méthode est le risque de fissuration entre les différentes couches. Les éprouvettes à base de fibres de laine sont réalisées de la même façon. Le taux massique de laine et de paille est de 1%. Cela permet d'utiliser plus efficacement les fibres puisque dans l'assai de flexion c'est la direction la plus sollicitée.

La quantité d'eau à la mise en œuvre est supérieure à l'optimum Proctor dans les 2 cas, en effet on détermine d'abord la courbe d'absorption des fibres puis l'eau de mouillage des fibres est rajoutée à la quantité déterminée initialement pour la terre seule. Cette quantité était déjà légèrement supérieure à l'optimum Proctor.

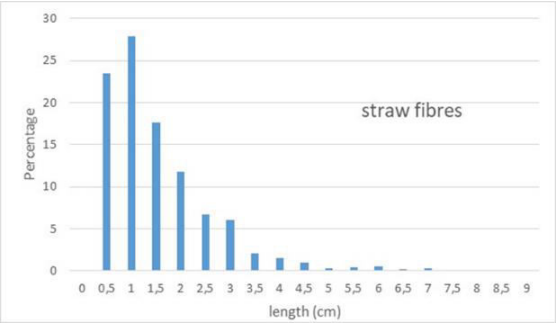


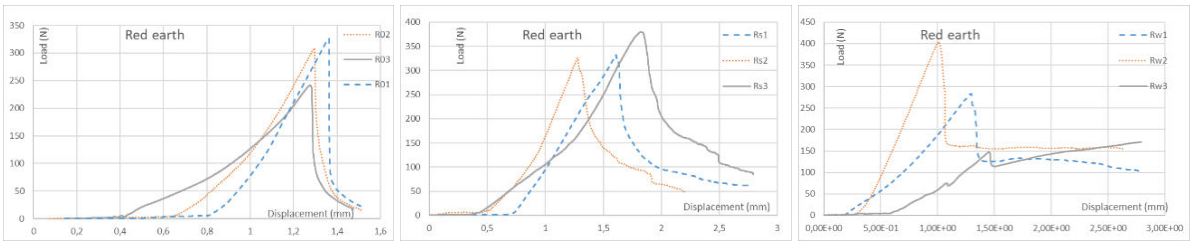
FIGURE 1. **Histogramme de répartition des longueurs de fibres**

Pour réaliser les éprouvettes renforcées de lin, une grille de lin est d'abord posée, puis une couche de terre d'épaisseur donnée, puis de nouveau une grille de lin, et ainsi de suite jusqu'à obtenir l'éprouvette de 4 cm de haut. Il y a dans chaque cas 4 grilles de lin et 3 couches de matériau, l'éprouvette ayant une grille à sa base et une grille au-dessus. Les différentes couches de terre sont tassées au fur et à mesure. Toutes les réalisations sont manuelles, ce qui augmente la variabilité inter éprouvettes. Les éprouvettes une fois réalisées sont mises en étuves à 100°C et séchées. Une comparaison a été faite entre un séchage lent à 60°C et le séchage à 100°C. Pour les éprouvettes renforcées de fibres, on ne distingue pas de différence significative sur les résultats en terme de force maximale.

IV. ESSAI DE FLEXION ET RESULTATS

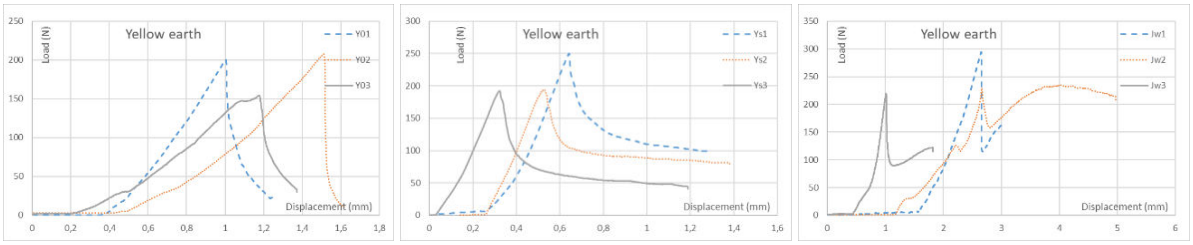
Les essais sont réalisés sur une presse ZWICK 10kN. Le déplacement mesuré est le déplacement de la traverse puisqu'on ne s'intéresse qu'à la variabilité. Dans tous les cas sauf un, trois éprouvettes sont testées. Chaque éprouvette est placée en étuve et testée lorsque sa masse ne varie plus. Les éprouvettes sont d'abord pesées puis mesurées à la sortie de l'étuve. Le groupe d'éprouvettes est sorti, placé à l'air ambiant en attendant l'essai. La durée de ce passage à l'air ambiant dépend de la place de l'éprouvette dans la file d'attente (entre 20 minutes et 3 heures).

L'éprouvette testée est placée dans le dispositif de flexion 3 points. Le pilotage se fait en déplacement de la traverse.



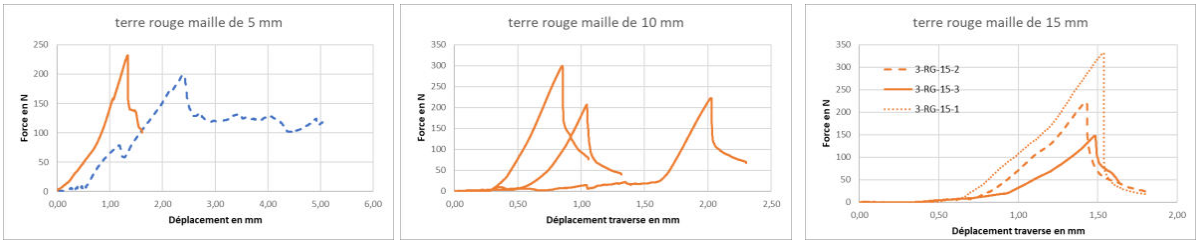
(a) (b) (c)

FIGURE 2. **Essais de flexion avec de la terre rouge (a) non renforcée (b) renforcée de paille (c) renforcée de laine**



(a) (b) (c)

FIGURE 3. **Essais de flexion avec de la terre jaune (a) non renforcée (b) renforcée de paille (c) renforcée de laine**



(a) (b) (c)

FIGURE 4. **Essais de flexion avec de la terre rouge renforcée de grille de fils de lin (a) maille de 5mm (b) maille de 10mm (c) maille de 15mm**

TABLEAU 2. Synthèse des résultats

Mélange	Force maximale moyenne (N)	Coefficient de variation
Terre rouge non renforcée	292	0,12
Terre rouge renforcée de paille	346	0,07
Terre rouge renforcée de laine	286	0,27
Terre jaune non renforcée	169	0,12
Terre jaune renforcée de paille	212	0,12
Terre jaune renforcée de laine	248	0,13
Terre rouge renforcée de lin (grille 5mm)	216	0,11
Terre rouge renforcée de lin (grille 10mm)	243	0,20
Terre rouge renforcée de lin (grille 15mm)	234	0,40

V. DISCUSSION ET CONCLUSION

Le matériau terre rouge ou terre jaune a une influence sur le coefficient de variation. Pour la terre jaune le résultat semble plus stable que pour la terre rouge. Sur la terre jaune : il y a renforcement au niveau résistance (de 169 N sans renfort à 248 N avec la laine) mais il n'y a pas d'amélioration du coefficient de variation. La rupture est liée aux défauts présents dans le matériau et l'ajout de certaines fibres peut augmenter le taux de défauts dans le matériau. C'est ce qu'on a observé avec la laine pour la terre rouge, où la fibre ne se répartissait pas de façon homogène dans les

éprouvettes. Le rajout de fibres de lin n'améliore ni la résistance ni la variabilité dans le cas des terres rouges. Par contre sa présence augmente les sites d'initiation possible de la rupture.

En perspective il sera important de réaliser mécaniquement le compactage de façon à se rapprocher plus de la réalisation industrielle. Les grilles de lin peuvent être une solution à condition d'en augmenter le nombre sur la hauteur.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient la société Terre de Lin et la tuilerie Litaud.

REFERENCES

Mostafa, M. and N. Uddin (2016). "Experimental analysis of Compressed Earth Block (CEB) with banana fibers resisting flexural and compression forces." Case Studies in Construction Materials 5: 53-63

Laborel-Préneron, A., et al. (2016). "Plant aggregates and fibers in earth construction materials: A review." Construction and Building Materials 111: 719-734

Koutous, A. and E. Hilali (2021). "Reinforcing rammed earth with plant fibers: A case study." Case Studies in Construction Materials 14:

Calatan, G., et al. (2016). "Determining the Optimum Addition of Vegetable Materials in Adobe Bricks." Procedia Technology 22: 259-265

Sharma, V., et al. (2016). "Enhancing durability of adobe by natural reinforcement for propagating sustainable mud housing." International Journal of Sustainable Built Environment 5(1): 141-155

Impression 3D dans des suspensions : économie de matériau et performances mécaniques

Abdeslam BENAMARA[1], Alexandre PIERRE[1], Abdelhak KACI[1] , Yannick MELINGE[2].

[1] CY Cergy Paris Université, L2MGC, Neuville-sur-Oise, 95031 Cergy-Pontoise, France

[2] *Laboratoire de recherche des monuments historiques (LRMH), Champs-sur-Marne, France*

RESUME .

Le secteur de la construction connaît une révolution grâce aux nouvelles technologies et à la numérisation. L'impression 3D par injection est une voie possible pour imprimer des éléments complexes. Dans ce travail, nous visons à imprimer une éprouvette en forme de sablier : il s'agit d'une forme complexe instable où le moindre défaut lors du process d'impression peut conduire à l'effondrement de la structure. Une telle forme peut être vue comme une optimisation d'une éprouvette cylindrique où les performances mécaniques de cette forme sont remplies par une disposition judicieuse du matériau. Une résistance ultime à la compression égale à 35 MPa à la plus petite section transversale de l'éprouvette située à mi-hauteur a été mesurée. Cette valeur est inférieure à celle déduite de l'essai sur éprouvette normalisée. Cependant, ces résistances peuvent répondre aux spécifications des éléments structurels porteurs sollicités principalement en compression simple tels que les murs et les colonnes.

Mots-clefs Impression 3D, Matériaux de construction

I. INTRODUCTION

L'impression 3D permet de construire des objets et des structures complexes, architecturalement spectaculaires, tout en répondant aux défis environnementaux et économiques en réduisant le volume des matériaux et le temps de construction. (Nadal et al., 2017; Sanjayan et al., 2019).). Cependant, certaines limitations demeurent pour la généralisation de son utilisation à grande échelle, qui sont liées soit à l'équipement, au matériau d'impression, à la forme de l'élément mais aussi aux propriétés mécaniques et à la durabilité de la structure imprimée.

Dans cet article, nous recherchons une alternative à l'impression de formes complexes pour répondre à des critères d'ordre esthétique, mais surtout avec l'objectif de répondre à une fonction mécanique en apportant judicieusement la matière là où elle est théoriquement indispensable. Une forme en sablier est retenue pour ce travail, figure 1.

La figure 1 illustre également l'effondrement d'une éprouvette imprimée bien que les paramètres d'extrusion et de déplacement de l'imprimante utilisées soient en adéquation. Il est donc souhaitable d'aider à maintenir la structure lors de son impression. à l'aide d'un liquide porteur comme coffrage temporaire (Benamara et al., 2020 , Lowke et al. 2021) en adaptant les propriétés des matériaux utilisés. Certains modèles analytiques ont été développés pour prédire la stabilité de l'impression dans une suspension de type gel. Grâce à ceux-ci, il est possible d'imprimer des formes classiques (standardisées), des formes creuses et des formes optimisées imprimées avec cette technique. Si les propriétés rhéologiques et la structure sont ajustées, la forme modélisée peut être fabriquée avec succès. Nous proposons d'utiliser cette technique pour étudier les performances mécaniques d'éprouvettes optimisées.



FIGURE 1. Exemple d'effondrement d'échantillons imprimés en 3D pendant le processus

II. MATERIAUX ET METHODES

La formulation du mélange du mortier étudié est présentée dans le tableau 1.

TABLEAU 1. Formulation du mortier utilisé

Sand by binder ratio	Kaolin by Cement ratio	Limestone filler by Cement ratio	Water by binder ratio	Superplasticizer by binder ratio
1.5	0.2	0.2	0.34	0.01

L'imprimante 3D utilisée est une imprimante développée au sein du L2MGC (portique 3 axes). La vitesse d'extrusion et la vitesse de la buse sont calibrées afin de ne pas avoir de phénomènes de sous-extrusion ou de sur-extrusion La buse utilisée a une section circulaire et un diamètre de 18 mm. La vitesse d'impression est de 10 mm-s^{-1}.

Deux types de liquides porteurs, un gel de Carbopol et une suspension de calcaire ont été préparés pour assurer la stabilité de la forme pendant l'impression : Une illustration du principe d'impression est donnée sur la figure 2 à gauche. Sur cette figure, au milieu, on distingue une éprouvette obtenue par le principe d'impression via ce coffrage temporaire et à droite, l'allure du faciès de rupture des corps d'épreuve lors des tests post cure.



FIGURE 2. De gauche à droite : Exemple d'échantillons imprimés dans des gels Carbopol et un échantillon durci imprimé dans une suspension de calcaire après hydratation.

Un essai de compression uniaxiale cyclique est effectué à une vitesse de compression fixe de 0,5 mm.min-1. Les éprouvettes sont d'abord rectifiées par un surfaçage au soufre des surfaces d'appui des corps d'épreuve pour assurer une distribution uniforme du champ de contrainte. Les résultats sont comparés à ceux d'éprouvettes normalisées, i.e. de forme cylindrique à section transversale circulaire obtenues par moulage traditionnel. Les éprouvettes ont été équipées de jauges de déformation collées sur une surface plane. A cette fin, la rectification de la surface a été effectuée par un disque diamanté.

II. RESULTATS

La charge moyenne de rupture des deux éprouvettes de forme optimisée imprimées dans la suspension de Calcaire est de 348 ±14 kN. Le diagramme de l'évolution de la charge en fonction du temps d'essai est présenté dans la figure 3.

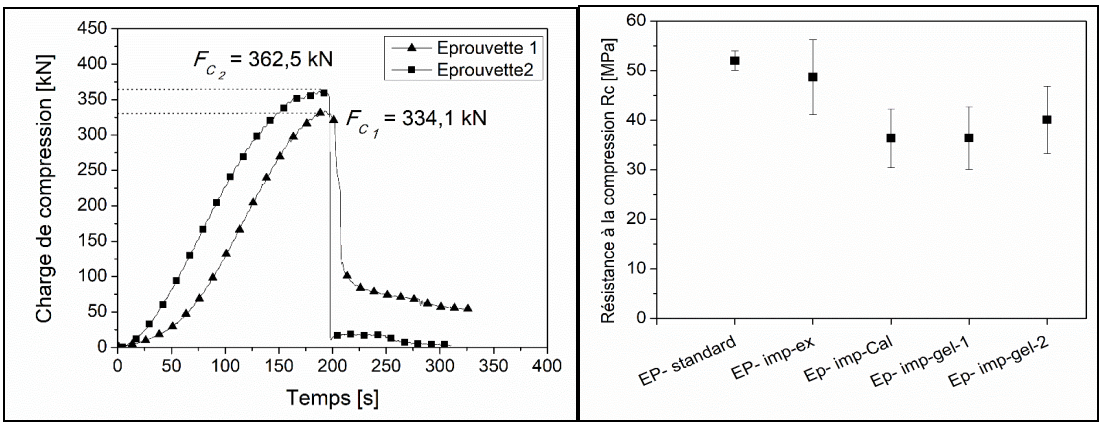


FIGURE 3. A gauche : évaluation de la contrainte maximale de compression à partir du diagramme charge de compression en fonction du temps pour les éprouvettes imprimées dans la suspension de Calcaire ; A droite : Résistance à la compression des éprouvettes imprimées dans les suspensions de calcaire et gel) et des éprouvettes moulées

Nous avons également observé pour les éprouvettes imprimées dans des suspensions de calcaire la présence de lignes blanchâtres au niveau des interfaces. De plus, l'effet géométrique de la forme de l'éprouvette tendrait à affecter les propriétés mécaniques vis à vis d'un défaut d'un mauvais alignement du chargement. Néanmoins, les éprouvettes moulées restent les plus résistantes et donnent une bonne estimation de la résistance mécanique à la compression comme celle mesurée sur les éprouvettes cylindriques standardisées de l'ordre de 52 ±1,2 MPa.

III. CONCLUSION

Le recours à l'utilisation de cette technique d'impression en suspension permet d'obtenir des éléments imprimés avec des valeurs de résistances mécaniques prometteuses, de l'ordre de 35 MPa. Il est important de noter que l'avantage est d'économiser de la matière. Nous avons en effet mesuré que la réduction de matière dépasse 27 % pour les éprouvettes imprimées dans le calcaire et 34 % pour celles imprimées dans le gel de Carbopol.

REFERENCES

Benamara, A., Pierre, A., Kaci, A., Melinge, Y., 2020. 3D Printing of a Cement-Based Mortar in a Complex Fluid Suspension: Analytical Modeling and Experimental Tests, in: Bos, F.P., Lucas, S.S., Wolfs, R.J.M., Salet, T.A.M. (Eds.), Second RILEM International Conference on Concrete and Digital Fabrication, RILEM Bookseries. Springer International Publishing, Cham, pp. 768–777. https://doi.org/10.1007/978-3-030-49916-7_76

D. Lowke, A. Vandenberg, A. Pierre, A. Thomas, H. Kloft, et N. Hack, n.d. Injection 3D concrete printing in a carrier liquid - Underlying physics and applications to lightweight space frame struc-tures. », Cem. Concr. Compos., p. 104169, juill. 2021, doi: 10.1016/j.cemconcomp.2021.104169.

Duballet, R., Baverel, O., Dirrenberger, J., 2017. Classification of building systems for concrete 3D printing. Automation in Construction 83, 247–258. https://doi.org/10.1016/j.autcon.2017.08.018

Nadal, A., Cifre, H., Pavón, J., Liébana, Ó., 2017. Material use optimization in 3D printing through a physical simulation algorithm. Automation in Construction 78, 24–33. https://doi.org/10.1016/j.autcon.2017.01.017

Sanjayan, J.G., Nazari, A., Nematollahi, B., 2019. 3D Concrete Printing Technology: Construction and Building Applications. Butterworth-Heinemann.

Fabrication additive de matériaux de construction par activation de lits de poudre : imbibition du fluide activateur

A.Pierre[1] , W. Zuo[2] , E. Keita[2], F. Rouyer[2], N. Roussel[2]

[1] CY Cergy Paris University, Laboratory of Mechanics and Materials of Civil Engineering, 5 mail Gay-Lussac – Neuville-sur-Oise, 95031 Cergy-Pontoise, France
[2] Laboratoire Navier, Université Gustave Eiffel, ENPC, CNRS, Marne la Vallée, France

RESUME .

La fabrication additive (impression 3D) par liaison sélective de particules semble une solution très intéressante pour le domaine de la construction en termes de réduction de matériau utilisé et d'amélioration des propriétés structurelles et hygroscopiques de l'élément final. Le but de cette recherche est d'étudier le comportement de gouttes déposées sur de la poudre de ciment et sur des milieux poreux modèles, en présence d'additifs modificateurs de viscosité pour clarifier les phénomènes qui régissent l'étalement final et sa pénétration dans un lit de particules de ciment.
Mots-clefs : Impression 3D, Liaison Sélective, Analyse d'image, Milieux Poreux

I. INTRODUCTION

Au cours des 20 dernières années, on a produit plus de béton que tout autre matériau synthétique : environ 35 milliards de tonnes (Van Damme, 2018.). Alors que les études et des projets à grande échelle sont en cours, principalement avec la technique d'extrusion, il est toujours possible d'utiliser la technologie du lit de particules, qui est principalement utilisée dans d'autres industries. D'une part, la technique d'extrusion pose de nombreux problèmes car les matériaux doivent être suffisamment fluides pour être pompés mais suffisamment rigides pour garantir leur stabilité une fois déposés. D'autre part, la technique d'activation de lit de particules utilise des particules solides qui sont stables au repos et sont ensuite pénétrées par un fluide newtonien ou non newtonien.

L'amélioration de la compréhension des phénomènes physiques sous-jacents à l'impression 3D sur lit de particules pourrait offrir de nombreux avantages tels que des temps de construction rapides, la rentabilité, la réduction de l'empreinte carbone et la réduction des additifs. D'après un article récent de (Lowke et al. 2020), cette technique pourrait être adaptée au béton léger et aux blocs autoportants. Néanmoins, certains inconvénients apparaissent avec cette technique tels que l'augmentation de la porosité de l'élément structurel final et des performances mécaniques moindres. Certains problèmes subsistent également pour atteindre l'homogénéité de l'élément final.

À notre connaissance, l'exploration scientifique de l'étalement et de l'imbibition d'une seule gouttelette n'a jamais été réalisée sur un lit de poudre de ciment et, par conséquent, l'influence des propriétés physiques du fluide et du lit de poudre n'a pas encore été déterminée.

Une campagne expérimentale a été menée sur une poudre de ciment et sur deux milieux poreux modèles qui diffèrent par leur perméabilité et leur état de surface. La pénétration de gouttes de 1 à 5 mm de diamètres sur ces trois matériaux et sur un milieu non-poreux est suivie par analyse d'images captées par une caméra haute fréquence. Un code Python a été développé afin de suivre les paramètres géométriques de la goutte qui s'étale et pénètre dans le matériau, tels que les angles de contact dynamiques, le diamètre étalé et la hauteur pénétrée au cours du temps.

II. MATERIAUX ET METHODES

La poudre de ciment utilisée est un ciment CEM I (Calcia) tamisé à travers un tamis de 100 µm. Le diamètre moyen des grains du matériau est égal à 10 µm et aucune particule n'a une taille supérieure à 100 µm. Nous avons également mesuré une densité de 3,1.

La méthode utilisée dans cette étude pour obtenir des échantillons avec des conditionnements reproductibles est choisie en fonction du dépôt sur lit de particules lors d'un processus d'impression 3D. Afin de confronter les résultats sur la poudre de ciment avec des matériaux modèles, deux milieux poreux modèles en verre fritté ont été utilisés. Les propriétés des matériaux poreux sont indiquées dans le tableau 1.

TABLEAU 1. Propriétés des matériaux poreux utilisés

	Poudre de ciment	**Milieu poreux modèle R_{pore}=5 µm**	**Milieu poreux modèle R_{pore}=15 µm**
R_{pore} (µm)	0.83	5	15
ε (%)	59	35	35
κ (m²)	$4.7\ 10^{-15}$	$1.4\ 10^{-14}$	$1.3\ 10^{-13}$

Afin de modifier la viscosité du liquide qui va s'étaler et pénétrer dans la poudre de ciment et modéliser le réseau poreux, un polymère dérivé de la cellulose, noté CE, a été utilisé dans cette étude. Des solutions avec deux dosages d'hydroxy-méthylcellulose (HEMC) ont été préparées (voir les travaux de (Brumaud et al., 2013) ou (Pierre et al., 2015) pour la procédure de mélange et les informations complémentaires sur le CE utilisé).

Le montage expérimental pour suivre l'étalement et la pénétration de la goutte consiste à libérer la goutte de liquide (eau ou une des deux solutions avec CE) d'une hauteur allant jusqu'à 1 cm. La goutte percute verticalement le milieu poreux à une vitesse d'environ 0,5 m/s et la forme de la goutte est capturée dans une séquence vidéo par une caméra vidéo à haute fréquence. Toutes les expériences ont été enregistrées à partir de la vue latérale du dispositif expérimental à une fréquence de 1600 images par seconde (résolution en pixels de 1152* 2048). Les gouttelettes ont été générées avec une seringue et différents capillaires dont les diamètres varient de 100 à 1500 µm. Le diamètre de la goutte varie approximativement de 1 mm à 5 mm une fois que son propre poids a surmonté l'effet de tension de surface. Un programme a été développé sur le logiciel Python pour détecter la position du front liquide au-dessus de la surface solide. Après avoir fixé une ligne de base à l'altitude du substrat solide ou du milieu poreux, un seuil de valeur de gris est fixé et

permet de distinguer la forme de la gouttelette. Ensuite, le rayon, la hauteur et l'angle de contact sont suivis tout au long de la vie de la gouttelette et permettent de suivre la position de son front pendant son interaction avec le substrat.

III. RESULTATS

La figure 1 illustre la vie des gouttes capturées avec la caméra haute vitesse sur une plaque de verre et de la poudre de ciment. Nous observons que les gouttes d'eau se répandent sur la surface de la poudre de ciment jusqu'à ce que la surface pince la ligne de contact. Ensuite, la gouttelette diffuse dans le milieu poreux jusqu'à ce que le liquide disparaisse totalement de la surface.

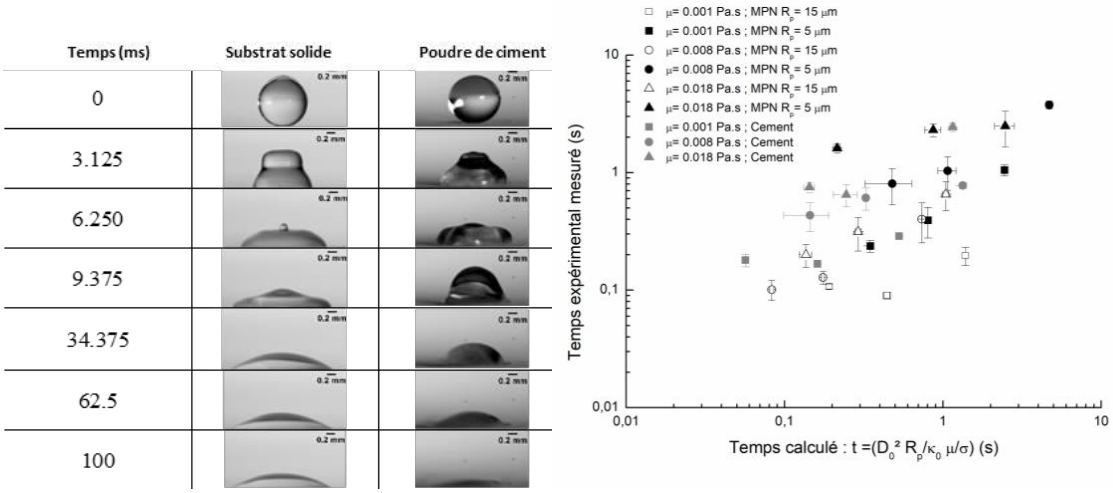


FIGURE 1. Gauche : Goutte d'eau déposée sur un substrat solide et un substrat de poudre de ciment ; Droite : Comparaison des temps d'imbibition expérimentaux et calculés selon la théorie de Washburn.

Comme le procédé de fixation sélective 3D a pour but de superposer une couche sur une autre à la vitesse la plus rapide possible pour gagner en productivité, l'objectif est ici d'estimer approximativement le temps de pénétration total de la gouttelette déposée. Nous représentons le temps de pénétration complet de la gouttelette mesuré, c'est-à-dire le temps après l'étape de recul et donc de disparition de la gouttelette, par rapport au temps calculé selon l'équation suivante issue de la théorie de Washburn (Washburn, 2021) (Zuo et al., 2022) :

$$t = \frac{\mu}{\kappa_0}\frac{R_p}{2\sigma}D_0^2 \qquad \text{(Eq. (1))}$$

avec μ is la viscosité, la perméabilité est estimée via la formule de Kozeny-Carman $\kappa_0 = \frac{\varepsilon^3}{45(1-\varepsilon)^2}{R_p}^2$, avec ε la porosité et R_p le rayon des pores ; D_0 est le diamètre initial de la goutte.

Nous observons sur la figure 1 que la prédiction sous-estime ou surestime parfois les valeurs mesurées pour plusieurs raisons. Concernant le lit de poudre de ciment, une corrélation grossière peut être observée mais le fait que la gouttelette ait pu perturber le tassement de la poudre tend à sous-estimer le temps expérimental de disparition de la gouttelette à la surface. Premièrement,

l'inertie pourrait dominer la première étape des étalements pour les faibles viscosités utilisées dans cette étude. Les résultats obtenus avec les liquides de faible viscosité ont tendance à être dans une courte gamme de temps mesuré et ne sont donc pas en accord avec une augmentation de la taille de la gouttelette et donc une augmentation du temps prédit. Deuxièmement, la rugosité du lit de poudre et le modèle de réseau poreux ne sont pas pris en compte dans le temps prédit. Troisièmement, l'ordre de grandeur du temps prédit est statistiquement en accord avec le temps de pénétration mesuré, ce qui signifie que l'ordre de grandeur du temps nécessaire pour déposer une couche supplémentaire de lit de particules dans un processus d'impression 3D peut être estimé.

III. CONCLUSION

Dans cette étude, un protocole expérimental a été utilisé pour décrire et analyser la pénétration et l'imbibition de gouttelettes de quelques millimètres sur plusieurs substrats afin d'aider à l'optimisation du processus d'impression 3D industrielle par la technique d'activation sélective du ciment. Il a été possible de suivre la forme des gouttelettes à l'aide d'une caméra haute vitesse. La loi de Washburn pourrait également être utilisée pour donner une première estimation du temps de pénétration totale, c'est-à-dire le temps estimé pour recouvrir une couche lors d'un procédé industriel. Nous avons pu commencer à évaluer la représentativité de certains paramètres mais les besoins futurs de recherche viseront à décrire l'influence de la rugosité à l'interaction liquide-solide.

REFERENCES

C. Brumaud, H. Bessaies-Bey, C. Mohler, R. Baumann, M. Schmitz, M. Radler, N. Roussel, Cellulose ethers and water retention, Cem. Concr. Res. 53 (2013) 176–184. doi:10.1016/j.cemconres.2013.06.010, n.d.

Dirk Lowke, Daniel Talke, Inka Dressler, Daniel Weger, Christoph Gehlen, Claudia Ostertag, Ronald Rael, Particle bed 3D printing by selective cement activation – Applications, material and process technology, Cement and Concrete Research, Volume 134, 2020, 106077, ISSN 0008-8846, n.d.

Henri Van Damme, Concrete material science: Past, present, and future innovations, Cement and Concrete Research Volume 112, October 2018, Pages 5-24, n.d.

Pierre, A., Perrot, A., Picandet, V., Guevel, Y., 2015. Cellulose ethers and cement paste permeability. Cement and Concrete Research 72, 117–127.

Washburn, E.W.: The dynamics of capillary flow. Phys. Rev. 17, 273–283 (1921). https://doi.org/10.1103/PhysRev.17.273, n.d.

Zuo, W., Dong, C., Belin, P., Roussel, N., Keita, E., 2022. Capillary imbibition depth in particle-bed 3D printing – Physical frame and one-dimensional experiments. Cement and Concrete Research 156, 106740. https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2022.106740

Impact des variations journalières de température sur les couches de surface des chaussées à fort taux d'agrégats issus du recyclage

Jad Asswad [1,2], Elio Ziade[1,2], Anne Millien[1], Christophe Petit[1], Ion-Octavian Pop[1], Joseph Absi[1] ,Jérôme Dopeux[1]

[1] *Université de Limoges, GCD2, EA 3178, F-19300 Egletons*

[2] *Spie batignolles malet, F-31200 Toulouse*

RESUME La durée de vie des structures routières est fortement impactée par les sollicitations mécaniques liées au trafic, ainsi que par les sollicitations thermo-hydriques associées aux conditions environnementales. Le couplage de ces sollicitations peut entraîner l'apparition des fissures voire des décollements au niveau des interfaces des couches liées, avec une diminution notable de la durabilité structurelle de la chaussée. Indépendamment du trafic, de forts gradients thermiques journaliers, en situation hivernale ou exceptionnellement froide, peuvent initier et amplifier ces processus de dégradation en surface. Dans le cadre d'un réemploi optimisé des ressources issues de granulats bitumineux recyclés (AE), il convient donc de caractériser les performances vis à vis de la résistance à la fissuration thermique des enrobés à fort taux de substitution. Une étude expérimentale, basée sur un essai alternatif de traction sur éprouvette double entaillée (DENT) est présentée dans cet article, pour trois enrobés bitumineux à chaud, incorporant des agrégats d'enrobés (AE), à deux taux massiques de substitution (25% et 50%) et deux états de vieillissement, avec ou sans régénérant pour la formule la plus vieillie. Leurs différents indicateurs physiques et mécaniques sont discutés.

Mots-clefs Fissuration thermique, Mécanique de la rupture, Sollicitations thermiques, Taux de restitution d'énergie, AE fortement vieillis.

I. INTRODUCTION

Certaines variations journalières de la température, par temps froid, peuvent engendrer l'endommagement précoce des couches de surface des chaussées. Le gradient de température généré dans l'épaisseur de la couche de roulement peut conduire à un amorçage et une propagation de fissures. Ce gradient se traduit par un retrait thermique empêché et l'apparition d'un état des contraintes entre les différentes couches, suite à une contraction de la chaussée due au refroidissement en surface (Wang et al., 2014). Ce phénomène est susceptible d'être amplifié par l'utilisation des Agrégats d'Enrobé (AE) surtout s'ils sont fortement vieillis et que leur bitume résiduel est oxydé et durci.

Afin d'étudier ces processus d'endommagement au niveau des couches de surface en présence d'une sollicitation thermique, nous proposons une étude expérimentale sur 3 catégories de matériaux enrobés en provenance d'un tronçon de l'A62 à Agen, dont les principales caractéristiques sont résumées dans le Tableau 1. L'objectif est d'étudier l'impact des variations thermiques sévères sur le comportement en fissuration de ces matériaux en proposant une méthode alternative à l'essai normatif de retrait empêché ou TSRST (EN 12697-46). Le protocole expérimental, illustré sur la Figure 1, est basé sur une sollicitation en traction des éprouvettes double entaillées conditionnées dans une chambre climatique régulée en température à -5 °C. L'essai est piloté en déplacement en tête d'éprouvette à une vitesse de 10 µm/h. En effet, cette vitesse de déplacement vise à simuler l'équivalent d'un retrait thermique pour une amplitude de variation de température ΔT de 21 °C correspondant à la différence entre la température maximale et minimale d'une journée hivernale très rigoureuse (29 février 2012) où la variation de température journalière est importante, avec une température moyenne de -5°C pour ce mois. La formule $\varepsilon = \alpha \Delta T$ permet d'obtenir la deformation d'un matériau ε suite à une variation de temperature ΔT avec un coefficient de dilatation α connu du matériau. Le coefficient de dilatation linéaire thermique choisi, donné par les travaux de Laveissière a une valeur de 22 x 10^{-6} (2002). Une modélisation simplifiée linéaire élastique du comportement mécanique de la chaussée sous l'effet du gradient thermique a permis de calculer cette vitesse de chargement équivalente. L'intérêt de cette étude est de déterminer la résistance à la fissuration thermique des enrobés sous des conditions de variations thermiques importantes mais réelles, contrairement à l'essai TSRST, où un refroidissement de -10°C /h est appliqué, ce qui est irréaliste dans un environnement naturel non contrôlé et très agressif. Le choix de transformer des sollicitations thermiques en sollicitations mécaniques à température constante permet aussi de s'affranchir d'un certain nombre de problèmes associés à la réalisation des essais TSRST (homogénéité du champ de température dans le corps de l'éprouvette, maintien d'une hauteur fixe en température variable)

II. METHODOLOGIE

A. Définition du protocole expérimental

Les essais de traction ont été réalisés sur des éprouvettes de fissuration double entaillées, usinées à partir des plaques d'enrobés issues d'un tronçon de l'A62 à Agen. Les principales caractéristiques des matériaux étudiés, ainsi que la codification des éprouvettes sont présentées Tableau 1. Dans le cadre de cette étude, les éprouvettes P01, P02 et P03 sont des éprouvettes témoins, qui contiennent 25% d'agrégats d'enrobés recyclés récents et peu vieillis. Les éprouvettes PF1 et PF2 contiennent 50% d'agrégats d'enrobés fortement vieillis sans régénérant, alors que les éprouvettes PR1, PR2 et PR3 contiennent 50% d'agrégats d'enrobés fortement vieillis mais avec une formulation incorporant un régénérant. Les corps d'épreuve sont des parallépipèdes de dimensions nominales H 160 x l 100 x e 70 mm^3 issus de plaques d'orniérage préparées à partir de prélèvements de chantier. Deux entailles, à fond arrondi, de 2 mm d'épaisseur et de 10mm de longueur sont réalisées à mi-hauteur.

Comme présenté ci-dessus, le protocole expérimental a été défini sur la base des observations météorologiques faites au cours des 30 dernières années pour la région d'Agen. Ces analyses nous

amènent à considérer qu'une variation de température maximale de 21 °C a été observée le 29 février 2012. La température moyenne mensuelle pour le mois de février 2012 calculée par une moyenne glissante sur 7 jours, est de -5 °C. Sur la base de ces observations et afin d'estimer le gradient de déformation sous l'effet de la variation thermique, une modélisation de la structure de chaussée a été réalisée sous ABAQUS par la méthode des éléments finis. Le gradient thermique utilisé a été déterminé par une méthode de calcul de transfert de chaleur (Górszczyk1, 2019). Les résultats de la modélisation numérique ont permis d'établir pour les conditions météorologiques définies ci-dessus, une vitesse d'ouverture d'une pointe de fissure de l'ordre de 6 µm/h. Par suite, à partir d'une modélisation linéaire élastique de l'éprouvette, avec un module élastique équivalent à cette température et cette gamme de vitesse de chargement, la vitesse de chargement en tête de l'éprouvette a été calculée et vaut 10 µm/h. Cette vitesse de sollicitation sera appliquée à l'ensemble des éprouvettes jusqu'à la rupture de l'éprouvette, dans des conditions d'essais correspondant à la température moyenne mensuelle (-5 °C).

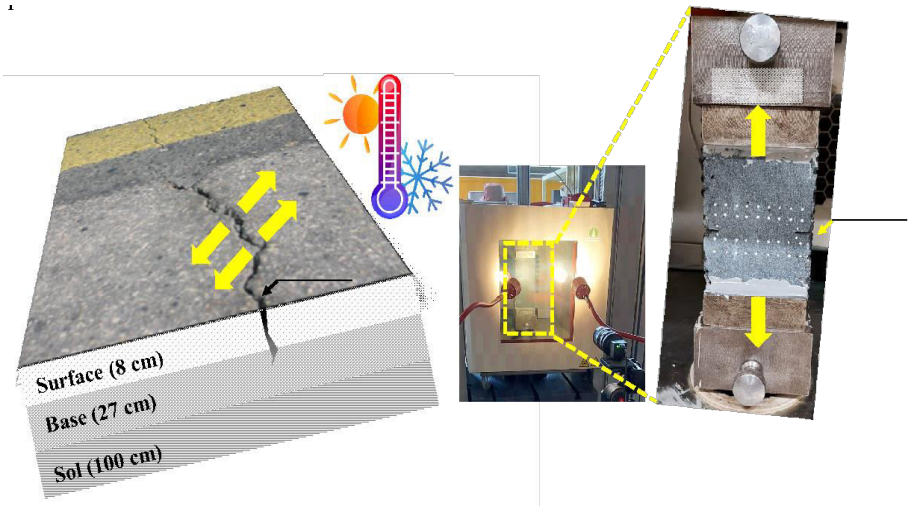


FIGURE 1. Protocole expérimental

III. RESULTATS ET CONCLUSIONS

Les résultats obtenus sont donnés sur la Figure 2 et dans le Tableau 1. La Figure 2 présente les courbes brutes force – déplacement obtenues pour les 8 éprouvettes testées

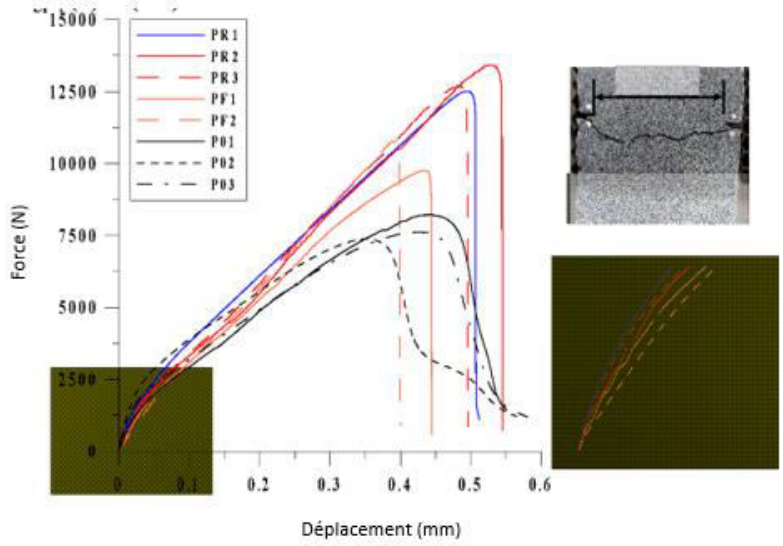


FIGURE 2. Résultats des essais DENT

De façon globale, toutes les courbes présentent trois phases : une phase initiale à raideur élevée jusqu'à environ 1000 N, une phase plus ou moins linéaire avec un éventuel endommagement ou la formation d'une zone d'élaboration jusqu'au pic suivie d'une phase de propagation plus ou moins rapide post-pic. On peut remarquer une influence notable du régénérant dans le comportement mécanique des éprouvettes PR1, PR2 et PR3. En effet, la résistance à la rupture de ces éprouvettes est plus élevée que celle des éprouvettes PF1 et PF2 sans régénérant. Mais il convient de constater (Tableau 1) que la présence du régénérant induit également une meilleure compacité du produit et donc une meilleure performance mécanique. L'analyse du comportement mécanique des éprouvettes, montre que toutes les éprouvettes PR1, PR2 et PR3, PF1 et PF2 présentent un comportement plutôt fragile à la rupture.. Pour les éprouvettes P01, P02 et P03, un comportement plus ductile est constaté. Cette première analyse montre bien l'influence du degré de vieillissement des AE sur le comportement mécanique des matériaux enrobés.

A partir des résultats montrés sur la Figure 2, nous avons calculé les énergies de rupture en considérant un ligament de rupture rectiligne. Les résultats sont présentés Tableau 1

Eprouvette	Type / taux d'agrégats	%vides	σ_{max} (MPa)	Δu_{max} (mm)	G_c (J/m²)	k_{max} (MPa/mm)
PR1	50 % Agrégats fortement vieillis + Régénérant	8.38	2.68	0.50	787	26.04
PR2		8.52	2.84	0.53	856	15.17
PR3		8.38	2.71	0.48	751	18.04
PF1	50% Agrégats fortement vieillis	12.34	1.99	0.43	503	12.37
PF2		11.32	1.94	0.39	426	10.75
P01	25 % Agrégats récents	10.38	1.89	0.44	492	18.33
P02		9.89	1.27	0.35	436	19.50
P03		9.86	1.48	0.42	538	28.40

Tableau 1. Les matériaux testés et les résultats obtenus

Pour effectuer ce calcul, nous avons déterminé la surface totale sous la courbe force-déplacement. Cette surface donne l'énergie dissipée par la rupture de l'éprouvette testée. L'énergie dissipée est divisée par la surface effective de l'éprouvette sachant que la longueur effective est la longueur totale diminuée de la longueur des entailles de l'éprouvette. C'est cette surface qui résiste la propagation de la fissure et le taux de restitution d'énergie calculé (énergie dissipée divisée par surface résistante) est un indicateur de la résistance à la fissuration d'une éprouvette permettant de caractériser et comparer la résistance à la fissuration des éprouvettes. Dans le tableau 1, σ_{max} correspond à la contrainte maximale, Δu_{max} au déplacement maximal à la rupture, G_c au taux de restitution d'énergie et k_{max} à la raideur initiale de l'éprouvette (rapport de la force et du déplacement). La raideur est à son maximum au début de l'essai, puisque le matériau n'a, a priori, subi aucun endommagement. Le taux de restitution d'énergie sera utilisé pour comparer la résistance à la fissuration des éprouvettes.

Les résultats obtenus nous ont permis de tirer quelques conclusions. Le matériau le plus résistant à la fissuration est représenté par les éprouvettes PR1, PR2 et PR3. Ce matériau a une plus faible teneur en vides et une résistance élevée à la fissuration. Le deuxième matériau, représenté par les éprouvettes PF1 et PF2 a la même composition de PR1 et PR2 sauf le régénérant. Ce matériau a une résistance plus faible que le précédent et une teneur en vides plus élevée, ce qui indique des problèmes de maniabilité. Le régénérant s'avère important pour une meilleure résistance dans le cas de l'utilisation des matériaux avec un taux massique d'agrégats d'enrobés important, surtout quand les agrégats sont fortement vieillis. Le matériau témoin indique une meilleure résistance à la fissuration que celle du matériau sans régénérant, mais moins importante que celle du matériau avec régénérant. Ce matériau contient un faible pourcentage d'agrégats d'enrobés récents et ne contient aucun régénérant. Il manifeste un comportement assez ductile et une rupture progressive. L'ajout du régénérant semble régler ce problème et pourrait compenser la perte de résistance à la fissuration suite à l'ajout d'un taux élevé d'agrégats d'enrobés fortement vieillis.

REFERENCES

Tie-hang Wang, Li-jun Su & Ju-yun Zhai (2014) A case study on diurnal and seasonal variation in pavement temperature, *International Journal of Pavement Engineering*, 15:5, 402-408, DOI: 10.1080/10298436.2012.752825

Górszczyk1, J., Malicki1, K. (2019). Comparison of temperature distributions in road pavement obtained in field tests andusing transient thermal analysis, *MATEC Web of Conferences 262, 05007 (2019)*, https://doi.org/10.1051/matecconf/201926205007.

Laveissière, D. (2002). Modélisation de la remontée de fissure en fatigue dans les structures routières par endommagement et macro-fissuration [Thèse de doctorat non publiée], Université de Limoges.

Identification d'une loi de comportement dissymétrique avec l'essai de fendage.

H Hong, S Bel and T N Baranger

LMC2 EA7427, Université Lyon 1, 82 bd Niels Bohr, Doua, 69622 Villeurbanne Cedex, France

RESUME : Nous présentons une étude sur l'identification des paramètres élastiques d'une loi de comportement linéaire dissymétrique d'un matériau fragile. L'identification se base sur l'essai de fendage d'un cylindre et la solution analytique associée sous l'hypothèse des déformations planes. Les paramètres à identifier sont les modules de Young en traction et compression et les coefficients de Poisson. Trois cas d'identification ont été analysés et sont présentés ici en se basant sur des données synthétiques, puis des données expérimentales.

Mots-clefs Essai de fendage, identification, loi dissymétrique, DIC

I. INTRODUCTION

Les matériaux fragiles tel que les bétons et les mortiers ont des lois de comportement dissymétriques en traction-compression. Ces lois sont paramétrées par les modules de Young en traction et compression E_c et E_t, les coefficients de Poisson ν_c et ν_t ainsi que les limites à la rupture en traction et en compression σ_c^r et σ_t^r. L'analyse de la réponse mécanique d'une structure faite avec ce type de matériau dépend essentiellement de ces paramètres, qui sont estimés à partir d'essais expérimentaux. Généralement, plusieurs types d'essais sont mis en œuvre pour identifier ces paramètres indépendamment les uns des autres. Souvent le matériau est considéré comme ayant le même module de Young en traction et en compression [1]. L'objectif de ce travail est d'identifier ces paramètres en minimisant le nombre de types d'essais. En effet, l'essai de fendage devrait permettre d'identifier cinq paramètres parmi les six : E_c, E_t, ν_c, ν_t et σ_t^r. La limite à la rupture en compression σ_c^r nécessitera un essai de compression pure sur cylindre. Les mesures des champs des déplacements nécessaires à l'identification des paramètres sont réalisables par la corrélation d'images numérique (DIC) [2].

II. Solution analytique de l'essai de fendage sur un cylindre

Une solution analytique en contrainte sous l'action de la charge F avec l'hypothèse de répartition uniforme de la pression sur le cylindre sur deux arcs symétriques (2α sur la Fig. 1), a été développée par Hondros [3] dans le repère cylindrique. Sur les axes AB et CD les deux contraintes dans le plan s'écrivent en fonction de l'abscisse curviligne s sous la forme suivante :

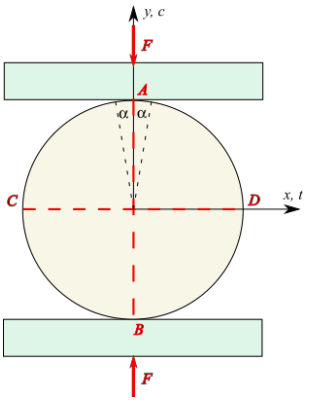


FIGURE 1. Essai de fendage

$$\text{Sur AB}\begin{cases}\sigma_y(s) = -\frac{F}{\pi\alpha hR}\left[\frac{(1-s^2)\sin(2\alpha)}{1-2s^2\cos(2\alpha)+s^4} + \tan^{-1}\left(\frac{1+s^2}{1-s^2}\tan(\alpha)\right)\right] \\ \sigma_x(s) = \frac{F}{\pi\alpha hR}\left[\frac{(1-s^2)\sin(2\alpha)}{1-2s^2\cos(2\alpha)+s^4} - \tan^{-1}\left(\frac{1+s^2}{1-s^2}\tan(\alpha)\right)\right]\end{cases} \text{ avec } s = \frac{y}{R} \quad (1)$$

$$\text{Sur CD}\begin{cases}\sigma_x(s) = \frac{F}{\pi\alpha hR}\left[\frac{(1-s^2)\sin(2\alpha)}{1+2s^2\cos(2\alpha)+s^4} + \tan^{-1}\left(\frac{1+s^2}{1-s^2}\cot(\alpha)\right) + \pi\right] \\ \sigma_y(s) = \frac{F}{\pi\alpha hR}\left[-\frac{(1-s^2)\sin(2\alpha)}{1+2s^2\cos(2\alpha)+s^4} + \tan^{-1}\left(\frac{1+s^2}{1-s^2}\cot(\alpha)\right) - \pi\right]\end{cases} \text{ avec } s = \frac{x}{R} \quad (2)$$

Cette solution est valable pour les conditions de contraintes et de déformations planes. Dans cette étude, c'est l'hypothèse des déformations planes qui est retenue pour développer la solution analytique. Le champ des déformations sur les axes AB et CD, où le cisaillement est nul, s'écrit sous la forme suivante :

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u_x}{\partial x} = \frac{1}{E_t}\sigma_x - \frac{\nu_c}{E_c}\sigma_y - \frac{\nu_c}{E_c}\sigma_z\ ;\ \ \varepsilon_y = \frac{\partial u_y}{\partial y} = -\frac{\nu_c}{E_c}\sigma_x + \frac{1}{E_c}\sigma_y - \frac{\nu_c}{E_c}\sigma_z\ ;\ \ \varepsilon_z = -\frac{\nu_c}{E_t}\sigma_x - \frac{\nu_c}{E_c}\sigma_y - \frac{1}{E_c}\sigma_z = 0 \quad (3)$$

$$\varepsilon_x^{CD}(s) = \frac{F}{\pi\alpha hR}\left[\left(\frac{1}{E_t}+\frac{\nu_c}{E_c}\right)\frac{(1-s^2)\sin(2\alpha)}{1+2s^2\cos(2\alpha)+s^4} + \left(\frac{1}{E_t}-\frac{\nu_c}{E_c}-\frac{2\nu_c^2}{E_c}\right)\tan^{-1}\left(\frac{1+s^2}{1-s^2}\cot(\alpha)\right) - \frac{\pi}{2}\left(\frac{1}{E_t}-\frac{\nu_c}{E_c}-\frac{2\nu_c^2}{E_c}\right)\right] \quad (4)$$

$$\varepsilon_y^{AB}(s) = \frac{F}{\pi\alpha hRE_c}\left[-(\nu_c+1)\frac{(1-s^2)\sin(2\alpha)}{1-2s^2\cos(2\alpha)+s^4} + (2\nu_c^2+\nu_c-1)\tan^{-1}\left(\frac{1+s^2}{1-s^2}\tan(\alpha)\right)\right] \quad (5)$$

A partir des équations (2), en substituant σ_z dans ε_x *et* ε_y, puis en les intégrant, respectivement suivant x et suivant y, on obtient les déplacements u_x sur CD et u_y sur AB, sous les formes suivantes :

$$u_x(s) = \frac{F}{\alpha h\pi}\left(-\left(\frac{1}{E_t}+\frac{\nu_c}{Ec}\right)A_x + \left(-\frac{1}{E_t}+\frac{\nu_c}{Ec}+\frac{2\nu_c^2}{Ec}\right)B_x + \frac{\pi}{2}\left(-\frac{1}{E_t}+\frac{\nu_c}{E_c}+\frac{2\nu_c^2}{E_c}\right)C_x\right) \quad (6)$$

$$u_y(s) = \frac{F}{\alpha h\pi\ E_c}\left(-(\nu_c\ +\ 1)A_y + (2\nu_c^2\ +\ \nu_c\ -\ 1)B_y\right) \quad (7)$$

Avec, la condition de symétrie $\frac{\nu_c}{E_c} = \frac{\nu_t}{E_t}$, puis $C_x = s$,

$$A_x = -\frac{1}{2}\cos(\alpha)\ln\left(\frac{s^2+2s\sin(\alpha)+1}{s^2-2s\sin(\alpha)+1}\right);\ A_y = \frac{1}{2}\sin(\alpha)\ln\left(\frac{s^2+2s\cos(\alpha)+1}{s^2-2s\cos(\alpha)+1}\right)$$

$$B_x = A_x - s\tan^{-1}\left(\frac{(s^2+1)\cos(\alpha)}{(1-s^2)\sin(\alpha)}\right) + \sin(\alpha)\tan^{-1}\left(\frac{2s\cos(\alpha)}{1-s^2}\right)$$

$$B_y = A_y + s\tan^{-1}\left(\frac{(s^2+1)\sin(\alpha)}{(1-s^2)\cos(\alpha)}\right) - \cos(\alpha)\tan^{-1}\left(\frac{2s\sin(\alpha)}{1-s^2}\right)$$

III. Identification des modules de Young et coefficient de Poisson.

Les mesures du champ de déplacements, par corrélation d'images, sur une zone centrée de la face du cylindre, permettent d'extraire les déplacements $u_x^m(s)$ sur l'axe CD et $u_y^m(s)$ sur l'axe CD ainsi que les déformations correspondantes $\varepsilon_x^m(s)$ et $\varepsilon_y^m(s)$. Les images sont synchronisées avec l'évolution de l'effort *F(t)* appliqué au cours de l'essai. La zone ainsi considérée montre une évolution linéaire des déplacements en fonction de *F(t)*. L'identification des paramètres (E_c, E_t, ν_c) se fait alors par recalage sur la solution analytique précédemment développée en minimisant une fonctionnelle mesurant l'écart entre le champ théorique et la mesure. Trois cas sont considérés :

a. Recalage par rapport aux déplacements $u_x^m(s)$ et $u_y^m(s)$ pour chaque valeur F(t). Les paramètres sont la solution du problème d'optimisation sous contraintes suivant :

$$(E_c^*, E_t^*, \nu_c^*) = \underset{E_c,E_t,\nu_c}{arg\min}\, J(E_c, E_t, \nu_c) = \frac{1}{2}\|u_x(s) - u_x^m(s)\|^2 + \frac{1}{2}\|u_y(s) - u_y^m(s)\|^2 \quad (8)$$

b. Recalage par rapport aux déformations $\varepsilon_x^m(s)$ et $\varepsilon_y^m(s)$ pour chaque valeur de F(t). Les paramètres sont la solution du problème d'optimisation sous contraintes suivant :

$$(E_c^*, E_t^*, \nu_c^*) = \underset{E_c,E_t,\nu_c}{arg\min} J(E_c, E_t, \nu_c) = \frac{1}{2}\|\varepsilon_x(s) - \varepsilon_x^m(s)\|^2 + \frac{1}{2}\left\|\varepsilon_y(s) - \varepsilon_y^m(s)\right\|^2 \quad (9)$$

c. Recalage par rapport aux déformations $\varepsilon_x^m(0)$ et $\varepsilon_y^m(0)$ au centre en fonction de l'évolution de F(t). Les paramètres sont la solution du problème d'optimisation sous contraintes suivant :

$$(E_c^*, E_t^*, \nu_c^*) = \underset{E_c,E_t,\nu_c}{arg\min} J(E_c, E_t, \nu_c) = \frac{1}{2}\|\varepsilon_x(0) - \varepsilon_x^m(0)\|^2 + \frac{1}{2}\left\|\varepsilon_y(0) - \varepsilon_y^m(0)\right\|^2 \quad (10)$$

Ces trois cas ont les mêmes conditions :

$$\text{avec } 0 \le \nu_c \le 0.5, \qquad 0.01\ GPa \le E_c \le 22\ GPa, \qquad 0.01\ GPa \le E_t \le 22\ GPa$$

Dans les deux premiers cas a et b, l'identification se fait image par image. Chaque image permet d'extraire suffisamment des données, on obtient donc autant de jeux de paramètres que d'images. Dans le dernier cas c, chaque image nous donne seulement deux déformations au centre. Pour assurer que l'identification fonctionne correctement, toutes les images sont retenues.

IV. Application

La première application est un cas théorique. Les mesures sont obtenues à partir des solutions exactes définies par les équations de (5) à (7), bruitées avec un bruit blanc additif (5%). Les données géométriques du cylindre sont : *R=0.015* m, *h=0.055* m, $\alpha = 0.01$. Les figures 2 et 3 présentent les champs identifiés comparés aux données. Le tableau 1 présente les jeux de paramètres obtenus dans chaque cas. Dans les deux premiers cas nous utilisons une image, correspondant à F=4 KN, pour le troisième cas nous utilisons 23 images, F variant de 0.5 KN et 5 KN par pas de 0,2 KN. La comparaison entre valeurs identifiées et valeurs d'origine montre l'applicabilité de la méthode, avec un avantage pour les cas a et b.

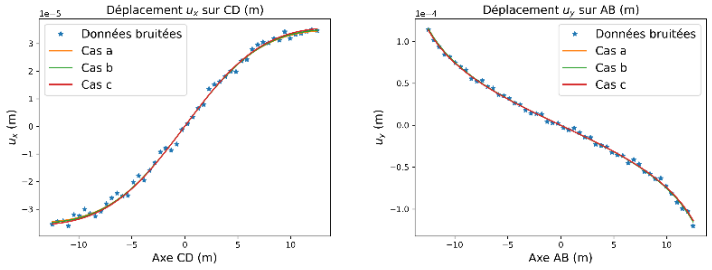


FIGURE 2. Déplacements : données bruitées et déplacements calculés à partir des paramètres identifiés

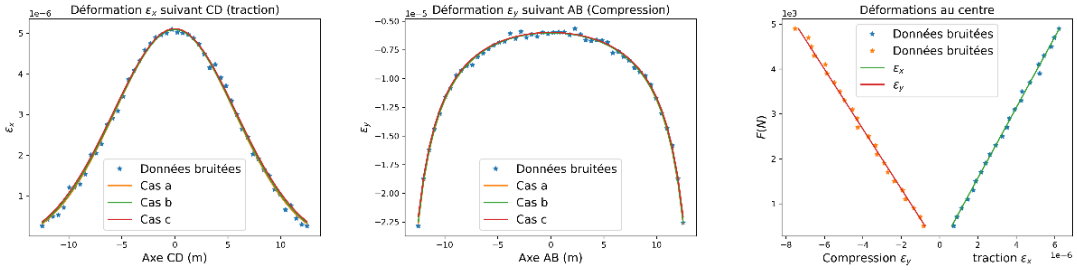


FIGURE 3. Déformations : données bruitées et déformations calculées à partir des paramètres identifiés

TABLEAU 1. Paramètres identifiés à partir de données synthétiques bruitées avec un bruit blanc de 5%

Paramètres	Valeur Exacte	Valeur Identifiée		
		Cas a	Cas b	Cas c
E_c (GPa)	8	7.95 *(0.63%)*	7.94 *(0.75%)*	7.99 *(0.13%)*
E_t (GPa)	4	4.09 *(2.25%)*	4.33 *(8.25%)*	4.67 *(16.75%)*
ν_c	0.2	0.206 *(3.00%)*	0.234 *(17.00%)*	0.272 *(36.00%)*

La seconde application concerne un essai de fendage sur un échantillon en mortier. La figure 4 présente les mesures obtenues avec un système stéréscopique et traitées avec le logiciel UFreckles [4]. L'identification faite suivant les cas a et c permet d'identifier les paramètres suivants :

cas a : $E_c = 8.3\ GPa$, $E_t = 8.1\ GPa$ et $\nu_c = 0.121\ et$ cas c : $E_c = 12.8\ GPa, E_t = 9.4\ GPa$ et $\nu_c = 0.148$.

Les résultats basés sur les déformations (cas b et c) sont très bruités car calculés d'après des déplacements eux-même bruités. Le cas b ne donne pas de résultat satisfaisant. Le cas c donne un résultat sans confiance, du fait de l'amplification des bruits. Afin d'augmenter la confiance dans les paramètres identifiés, l'application d'une technique de régularisation s'avère indispensable.

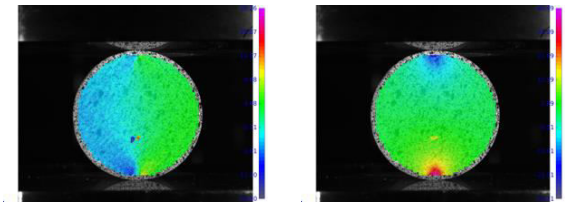


FIGURE 4. Mesures des champs u_x et u_y obtenues avec UFreckles sur un cylindre en mortier.

V. Conclusion

Une solution analytique sous l'hypothèse des déformations planes de l'essai de fendage a été développée. Elle a été mise en œuvre dans le cadre de l'identification des modules de Young et coefficient de Poisson d'un matériau fragile à comportement dissymétrique en traction et compression. Cette étude préliminaire a montré la nécessité de mettre en place une technique de régularisation pour minimiser l'effet du bruit pendant le processus d'identification.

REFERENCES

[1]. C. Liu, M.L. Lovato (2010). Elastic Constants Determination and Deformation Observation Using Brazilian Disk Geometry. *Experimental Mechanics*, 50, 1025–1039.

[2]. S. Roux, F.Hild. (2020). Optimal procedure for the identification of constitutive parameters from experimentally measured displacement. *International Journal of Solids and Structures*, 184, 14-23.

[3]. G. Hondros (1959), The evaluation of Poisson's ratio and the modulus of materials of a low tensile resistance by the Brazilian (indirect tensile) test with particular reference to concrete, *Austr. J. Appl. Sci*., 10(3), 243-268.

[4]. J. Réthoré (2018), UFreckles (version v 2.0) Zenodo, http://doi.org/10.5281/zenodo.1433776 .

Maîtrise et caractérisation de l'ignifugation de fibres de chanvre

Lily Deborde[1], Rodolphe Sonnier[2], Loic Dumazert[2], Christophe Lanos[1], Valentin Colson[3]

[1] *Univ Rennes, Laboratoire de Génie Civil et Génie Mécanique, 3 rue du Clos Courtel, 35704 Rennes*

[2] *C2MA, IMT e Mines Alès, 6, avenue de Clavières, 30100, Alès, France*

[3] *CAVAC Biomatériaux, Fief Chapitre, 85400 Sainte-Gemme-la-Plaine*

RESUME L'introduction de ressources végétales dans la formulation des matériaux permet de réduire l'impact environnemental du secteur de la construction. Cette étude vise à développer un traitement ignifugeant adapté aux isolants thermiques à base de fibres de chanvre. Le but est de limiter les impacts énergétiques, sanitaires et environnementaux du traitement, tout en optimisant les performances techniques des produits traités. Un protocole de laboratoire est mis en place pour évaluer l'effet retardateur de flamme du traitement. Les fibres traitées avec des solutions commerciales ou des formulations spécifiques sont soumises à différents essais de caractérisation incluant des essais d'inflammation directe, des essais à la petite flamme, des analyses thermiques (ATD-TG) et des essais au calorimètre à cône. Les résultats obtenus permettent d'orienter la formulation d'un traitement mais mettent également en évidence la complémentarité de ses méthodes d'analyse. Le couplage des résultats permet également de proposer un ajustement de modèles prédictifs conduisant à l'estimation du classement de réaction au feu selon l'Euroclasse des matériaux testés.

Mots-clefs traitements ignifuges, fibres, chanvre, ATD-TG, cône calorimètre.

I. INTRODUCTION

Le chanvre est une ressource végétale locale et renouvelable annuellement. Ces fibres sont utilisées pour produire de bons isolants thermiques, présentant également des propriétés hygroscopiques et acoustiques élevées (Cérézo, 2005). Ces matériaux biosourcés organiques présentent cependant une réaction au feu potentiellement défavorable (Yang et al., 2007). Le projet ADEME « INNOFIB » vise à développer un traitement ignifugeant, alternatif au bore et aux sels d'ammonium, pour les fibres de chanvre. Le but est de limiter les impacts énergétiques, sanitaires et environnementaux, tout en optimisant les performances techniques des produits traités. Un protocole de laboratoire est mis en place dans ce projet pour évaluer l'effet retardateur de flamme du traitement. Ce protocole intègre une étape d'application du traitement qui repose sur l'enduction / imprégnation des fibres par pulvérisation, suivie d'un séchage. Les fibres traitées sont soumises à différents essais de caractérisation incluant des essais d'inflammation, des essais à la petite flamme, des analyses thermiques et des essais au calorimètre à cône.

II. MATERIAUX ET METHODES

A. Fibres testées, traitements ignifuges et application

Les fibres de chanvre sont produites grâce à un procédé de défibrage par CAVAC Biomatériaux. Elles présentent une longueur moyenne de 10 mm et un diamètre moyen de 101 µm. En parallèle des essais réalisés sur les fibres de chanvre traitées et non traitées, quelques matériaux isolants de référence sont testés : fibres de coton recyclé, ouates de cellulose, fibres de bois, laine de mouton.

Différents traitements, mono ou bi composants, formulés à partir de composés minéraux et métalliques dont des composés à base de phosphate sont testés. Des traitements commerciaux servant de base de comparaison sont également intégrés à l'étude. Au total, 22 traitements ignifuges sont évalués. L'application des traitements se fait par voie humide en pulvérisation. Une méthode a été créée pour traiter à l'échelle du laboratoire. 100 g de fibres sont placés dans un malaxeur (conforme à la norme EN 196) équipé d'une pale. La solution de traitement est ajoutée lentement pendant que la pale tourne (118 rpm). Quand toute la solution est ajoutée, le malaxeur est stoppé pour racler le fond du bol. Le mélange est relancé pendant 2 minutes à 118 rpm. Les fibres sont ensuite placées à l'étuve pour séchage (70 °C). Ce protocole a été validé en analysant la dispersion d'une solution de pigments. Le traitement est parfaitement homogène dès 100 g de solution pour 100 g de fibres et pour un temps de mélange total de 3 minutes.

A. Essais à la petite flamme et analyses thermiques

L'essai normé de petite flamme détermine la résistance au feu de l'échantillon par incidence directe d'une flamme (NF EN 11925-2, AFNOR, 2013). Sur chaque matière, 3 essais filmés sont menés. Après chaque exposition, la hauteur de flamme est mesurée.

Les analyses thermiques sont réalisées sur une ATD-TG « Pyris-Diamond ». Les fibres sont préalablement micronisées à 0,5 mm avec un broyeur ultra-centrifuge de laboratoire (Retzsch ZM 200). Puis elles sont chauffées de 25 °C à 900 °C à une vitesse de 10 °C/min sous N_2.

L'essai au calorimètre à cône permet de quantifier l'inflammabilité d'un matériau, il est mené sur un appareil FTT selon la norme ISO5660. La procédure d'analyse a été définie grâce à des essais sur des fibres de chanvre en vrac traitées et non traitées. Les fibres sont mises en œuvre par saupoudrage. La masse volumique des fibres de chanvre est entre 38 et 80 kg/m^3. L'échantillon est exposé horizontalement à un flux de chaleur de 35 kW/m^2 généré par le cône radiant, il n'y a pas de grille à la surface du porte échantillon. Les gaz inflammables dégagés sont enflammés. Le débit d'air est fixé à 24 L/s. Le débit calorifique en fonction du temps est mesuré par la méthode de déplétion d'oxygène : selon le principe de Huggett (Huggett, 1980), 1 kg d'oxygène consommé par la combustion correspond à une libération d'énergie de 13.1 MJ. Des tests ont également été réalisés à d'autres irradiances (25, 50 et 75 kW/m^2) et/ou avec des quantités de fibres variables.

Le classement Euroclasse selon le test SBI (Single Burning Item) a été évalué via le logiciel ConeTools (Hakkarainen, 2001). Il permet de prédire le classement à partir d'un essai par calorimétrie à cône, via un modèle phénoménologique. Le classement est effectué sur la base du FIGRA0.4 (en W/s, valeur du FIGRA lorsque le THR dépasse 0,4 MJ) et du THR600 (en MJ). ConeTools permet de discriminer les classes A_2/B, C, D et E/F.

III. RESULTATS ET ANALYSES

Les résultats mettent en évidence la complémentarité des méthodes d'analyses utilisées (Fig. 1). La recherche de relation inter-analyses a montré une corrélation entre l'énergie libérée au calorimètre à cône avec respectivement la température de pyrolyse à l'ATG et la hauteur de flamme à l'essai petite flamme. Il semblerait que plus la température de pyrolyse est élevée, plus les énergies totales libérées (THR) lors de la combustion sont élevées. Et plus il y a d'énergie libérée lors de la combustion, plus la flamme se propage sur l'échantillon. Certains échantillons n'adhèrent pas à ces corrélations possiblement car leur température de pyrolyse est basse.

Le comportement au feu des lits de fibres en calorimétrie à cône est thermiquement fin (Fig. 2). L'ignition a lieu quelques secondes après exposition (< 20 s) et est suivie du pic de débit calorifique (pHRR) qui varie selon les échantillons testés entre 40 et 200 kW/m^2. Le débit

calorifique diminue alors rapidement, et se stabilise à une valeur d'environ 15-30 kW/m², qui se maintient même après extinction. Des essais préliminaires ont montré que le pHRR varie peu avec la masse volumique dans la gamme d'étude (< 100 kg/m³), ce qui facilite les comparaisons. Le comportement thermiquement fin observé peut paraître surprenant avec ces échantillons épais (> 7 cm). Cela signifie que les fibres en vrac sont très isolantes, il n'y a donc pas de transfert thermique significatif : seule une fraction du lit de fibres reçoit le flux radiatif incident et pyrolyse. Au-delà de cette fraction, la pyrolyse n'a pas lieu ou est très lente.

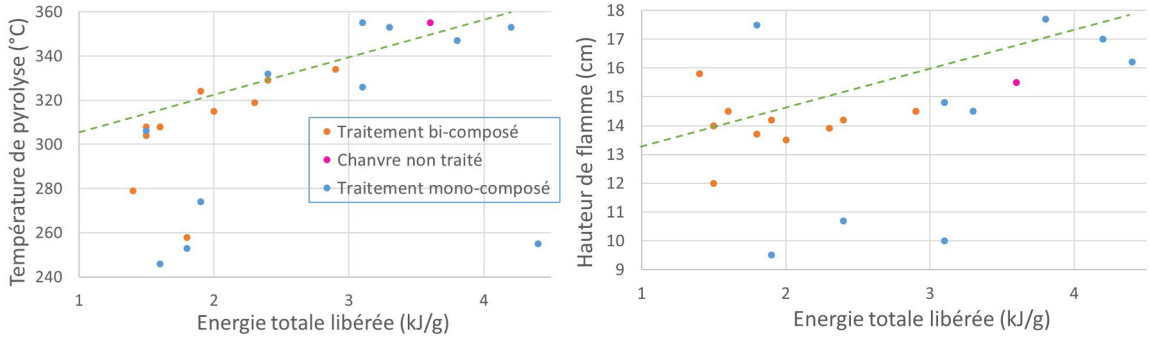


Figure 1 : Corrélations entre température de pyrolyse ATG, petite flamme et calorimètre à cône

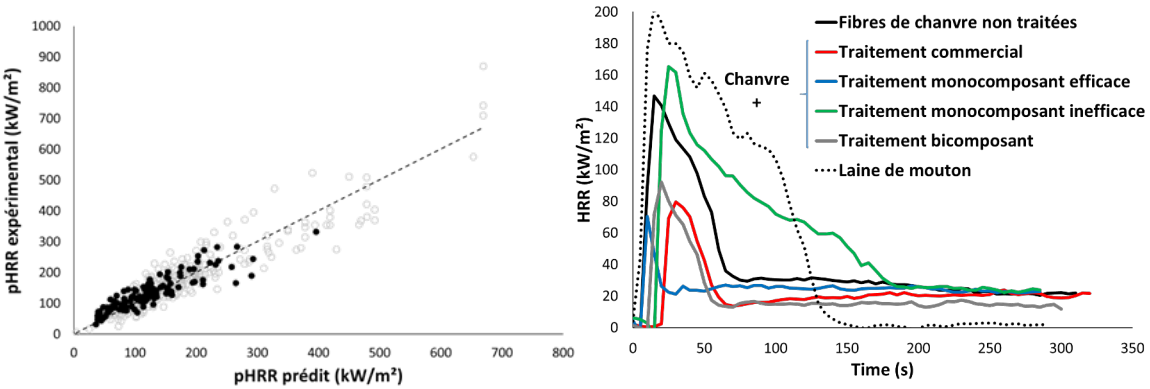


Figure 2 : gauche : exemples de courbes de débit calorifique obtenues en calorimétrie à cône (35 kW/m²) – droite : Comparaison des pHRR prédits et expérimentaux

Il a été montré que le pHRR de matériaux thermiquement fins et géométriquement fins (tissus) pouvait être prédit à partir de la masse initiale de l'échantillon, du flux radiatif incident et de l'énergie effective de combustion. Pour les matériaux ne contenant pas de retardateurs de flamme halogénés, l'énergie effective de combustion est proche de l'énergie de combustion complète qui peut être mesurée par microcalorimétrie de combustion. Ce modèle considère que toute la masse de l'échantillon est chauffée de manière homogène et contribue donc au pHRR. Le modèle a été adapté pour tenir compte que seule une fraction des fibres est pyrolysée au moment du pHRR dans le cas des lits de fibres (Fig. 2, droite). Le modèle permet de prédire le pHRR avec une précision acceptable : l'erreur moyenne est de 17 %. De plus, ce modèle a eu de bons résultats avec d'autres classes de matériaux isolants (donc thermiquement fins mais géométriquement épais) tels que des mousses, des agro bétons, des panneaux de particules ou des bois. La pertinence du modèle montre que le pHRR des fibres en vrac dépend principalement de leur énergie de combustion. Il y a d'ailleurs une corrélation acceptable entre l'énergie de combustion et le pHRR. La laine présente à la fois le pHRR le plus élevé (environ 200 kW/m²) et l'énergie de combustion la

plus élevée (environ 16 kJ/g). L'énergie effective de combustion des fibres de chanvre ignifugées varie entre 3,5 et 9,5 kJ/g selon le traitement. L'un des modes d'action permettant de réduire l'énergie effective de combustion (EHC) consiste à faire charbonner les fibres. En effet, les fibres lignocellulosiques ont une énergie de combustion proche de 10 kJ/g, qui correspond donc à l'énergie de combustion des gaz libérés. Le char est un résidu polyaromatique dont l'énergie de combustion « potentielle » est supérieure à 30 kJ/g. L'augmentation du taux de char va appauvrir la phase gazeuse en éléments C et H, et réduire l'énergie de combustion de la phase gazeuse.
Les prédictions SBI via le logiciel Conetools montrent que les fibres non traitées (de chanvre mais aussi les autres fibres de référence) sont classées E ou F principalement en raison d'une valeur de FIGRA élevée (> 750 W/s) (Fig. 3). Le FIGRA est en effet le critère le plus sévère alors que, selon le second critère pris en compte (l'énergie libérée après 600 s, notée THR600), toutes les fibres sont classées C ou mieux. Les fibres traitées présentent des performances allant de E/F à C. Le classement C est obtenu pour des fibres dont le pHRR au cône calorimètre est inférieur à 70-80 kW/m². Cependant, certaines fibres ayant un pHRR de cet ordre mais un temps d'ignition très faible (< 5 s) peuvent être classées D ou E/F. Il faut noter que ces essais, contrairement à l'essai SBI, ont été menées sans grille de maintien devant les fibres, ces classements prédictifs sont donc plus pénalisants que lorsqu'ils seront testés avec grille.

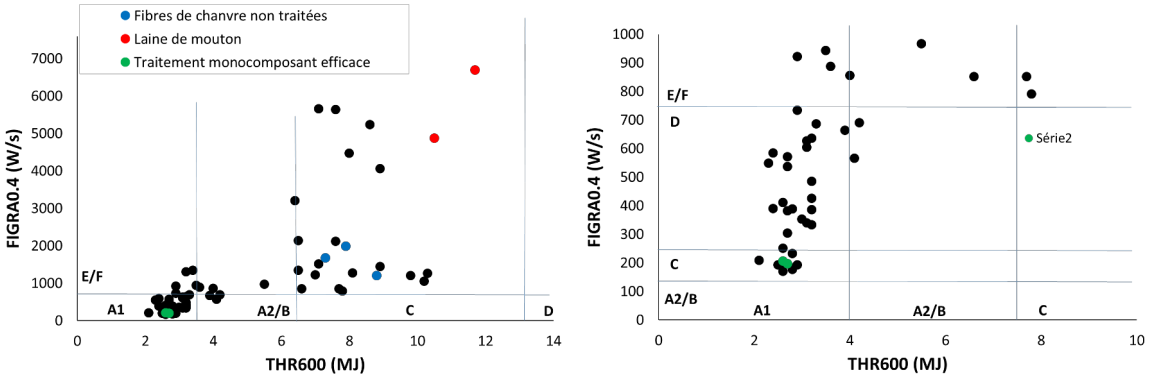


Figure 3– Prédiction du FIGRA0.4 et du THR600 d'après ConeTools

CONCLUSION

Les matériaux isolants sous forme de fibres en vrac doivent être ignifugés pour présenter un risque minimum de propagation du feu en cas d'incendie. Du fait de leur état divisé et de la très faible masse volumique, leur comportement est thermiquement fin, avec un temps d'ignition très court et donc une forte propension à propager l'incendie. Certains traitements ignifuges permettent de limiter l'énergie de combustion qui conditionne le classement SBI en réduisant le pHRR en-dessous de 50 kW/m² (pour un flux radiatif de 35 kW/m²) ce qui correspondrait, selon le logiciel ConeTools, lors d'un essai pénalisant sans grille de maintien, à un classement C.

REFERENCES

Cérézo, V., 2005. Propriétés mécaniques, thermiques et acoustiques d'un matériau à base de particules végétales : approche expérimentale et modélisation théorique. INSA Lyon.

Hakkarainen, T., 2001. Rate of heat release and ignitability indices in predicting SBI test results. J. Fire Sci. 19, 284–305. https://doi.org/10.1106/WHG1-3GY5-4D4R-2C4X

Huggett, C., 1980. Estimation of rate of heat release by means of oxygen consumption measurements. Fire Mater. 4, 61–65. https://doi.org/10.1002/fam.810040202

Yang, H., Yan, R., Chen, H., Lee, D.H., Zheng, C., 2007. Characteristics of hemicellulose, cellulose and lignin pyrolysis. Fuel 86, 1781–1788. https://doi.org/10.1016/j.fuel.2006.12.013

Propriétés effectives thermiques des bio-composites à base de tournesol

Naima Belayachi[1], Brahim Ismail[1], Yoann Broard[2]

[1]*Univ. Orleans, Univ. Tours, INSA-CVL, LaMé-EA7494, 8 Rue Léonard De Vinci, 45072 Orléans, France*

[2] *Univ. Tours, Univ. Orleans, INSA-CVL, LaMé-EA7494, 8 Rue Léonard De Vinci, 45072 Orléans, France*

naima.belayachi@univ-orleans.fr

RESUME

Ce papier présente la modélisation des propriétés effectives thermiques des biocomposites à base de granulats végétaux de tournesol en utilisant la méthode d'homogénéisation numérique. La prédiction des propriétés effectives est très importante à la fois pour l'optimisation des mélanges de ces matériaux et l'étude du comportement des parois dans le cadre d'une rénovation thermique des bâtiments. Le volume élémentaire représentatif et la forme des hétérogénéités ont été choisis pour décrire la microstructure complexe des matériaux biosourcés étudiés. Une méthodologie d'homogénéisation par plusieurs étapes est proposée pour prendre en compte la fraction volumique très importante des granulats végétaux faisant de la matrice une phase de fraction faible enrobant partiellement ces granulats. Les biocomposites à base de terre crue et de granulats de tournesol étudiés montrent une forte porosité intergranulaire difficile à quantifier pour la prendre en compte dans la description de la microstructure. Il s'agit de trois mélanges développés pour l'isolation thermique des bâtiments : terre-crue écorce de tournesol, terre-moelle de tournesol, et terre-mélange écorce moelle. La comparaison des résultats numériques et expérimentaux a mis en évidence, la capacité de l'approche numérique à prédire la conductivité effective des biocomposites et les limites de l'approche à reproduire la microstructure de cette nouvelle génération de matériaux.

Mots-clefs Tournesol; biocomposite; homogénéisation numérique; VER; conductivité thermique

I. INTRODUCTION

La modélisation du comportement des matériaux à base de granulats végétaux et la prédiction de leurs propriétés effectives représente un enjeu scientifique intéressant devant leur développement important ces dernières années (Nguyen-Sy et al, 2018). Ces matériaux composites ont une microstructure complexe, et sont très différents des matériaux synthétiques où les inclusions sont noyés dans une matrice (Kumlutas et al, 2003). Pour cette nouvelle génération de biocomposites, plusieurs paramètres influencent de manière significative les propriétés fonctionnelles : la fraction volumique très importante des granulats, leur nature, leur forme, leur taille, leur orientation spaciale et leur porosité inter et intra granulaire importante. La prédiction de leurs propriétés

macroscopiques en utilisant la méthode d'homogénéisation numérique permet de prendre en compte ces paramètres et d'évaluer leur impact sur le comportement macroscopique. L'avantage de la méthode d'homogénéisation numérique et l'utilisation d'un volume élémentaire représentatif (VER) proche de la microstructure réelle des biocomposites (Ismail et al, 2021). Néanmoins, la méthode présente également un inconvénient pour la modélisation de ces matériaux qui est l'introduction du comportement de chaque constituant du VER qui est très difficile à identifier à partir du composite, ou du constituant seul, éliminant ainsi l'interaction réelle entre les constituants.

L'objectif de cet article est de prédire les propriétés effectives thermiques des bio-composites isolants à base de terre crue et de granulats végétaux provenant de déchets agricoles. En considérant l'hypothèse des milieux périodiques, la modélisation est basée sur un volume élémentaire représentatif de la microstructure des bio-composites et le cadre théorique du logiciel éléments finis utilisé. La forme des hétérogénéités a été choisie pour respecter de manière fidèle la forme des granulats végétaux. Trois matériaux ont été considérés, à base de terre crue, d'écorce de tournesol, de moelle et d'un mélange de moelle-écorce développés dans les travaux précédents (Broard et al, 2018). La modélisation numérique et les hypothèses simplificatrices ont été ensuite vérifiées en utilisant les résultats expérimentaux de mesure de la conductivité thermique des différents bio-composites. La comparaison des résultats expérimentaux et numériques en termes de conductivité thermique permet de montrer la pertinence et en même temps les limites de la méthode d'homogénéisation numérique basée sur l'hypothèse des inclusions noyées dans une matrice continue.

II. MODELISATION PAR HOMOGENEISATION DES PROPRIETES THERMIQUES

Les matériaux étudiés ici sont des biocomposites développés (Broard et al, 2018) pour l'isolation thermique du bâti ancien très présents dans la région Centre Val de Loire. Ces matériaux biosourcés sont considérés comme des matériaux à impact environnemental faible car issus d'une ressource locale, les granulats végétaux et d'un liant de terre crue d'une carrière locale de la Rouchouse. Le rapport liant/eau et liant/granulat utilisé est respectivement de 1 et 2.4.

Le tableau 1 présente, la désignation des matériaux étudiés (trois biocomposites : moelle de tournesol-argile ; écorce-argile ; écorce-moelle-argile), leurs propriétés, et les propriétés des constituants utilisés pour la modélisation.

TABLEAU 1. Matériaux étudiés et leurs propriétés, propriétés des constituants (Broard et al, 2018).

Désignation	Masse volumique des biocomposites (Kg/m^3)	Porosité des biocomposites (%)	Conductivité thermique des constituants (W/mk)	Chaleur spécifique des constituants (J/kg.k)	Masse volumique des constituants (Kg/m^3)
MA (Moelle/Argile)	235	90	0.036/0.27	1000/962	15.9/900
EA (Ecorce/Argile)	714	64	0.053/0.27	1000/962	129/900
EMA (Ecorce-Moelle/argile)	512	73	0.044/0.27	1000/962	65/900

Les propriétés de l'argile données dans le tableau 1, sont les propriétés homogénéisées à partir d'un premier calcul d'une matrice argileuse poreuse, en prenant en compte 50 % de porosité.

La méthode d'homogénéisation passe par les trois étapes classiques, la description du VER et sa génération, les conditions aux limites et de température et le calcul local, et enfin la détermination des propriétés effectives du milieu homogène équivalent à partir des relations de moyennes. Nous proposons dans cette étude d'utiliser le logiciel éléments finis DIGIMAT pour réaliser la modélisation pour les trois étapes d'homogénéisation (Ismail et al, 2021). La figure 1 présente, le VER choisi pour chaque matériau en lien avec l'aspect des granulats végétaux utilisés et le biocomposite (matrice argileuse + granulats).

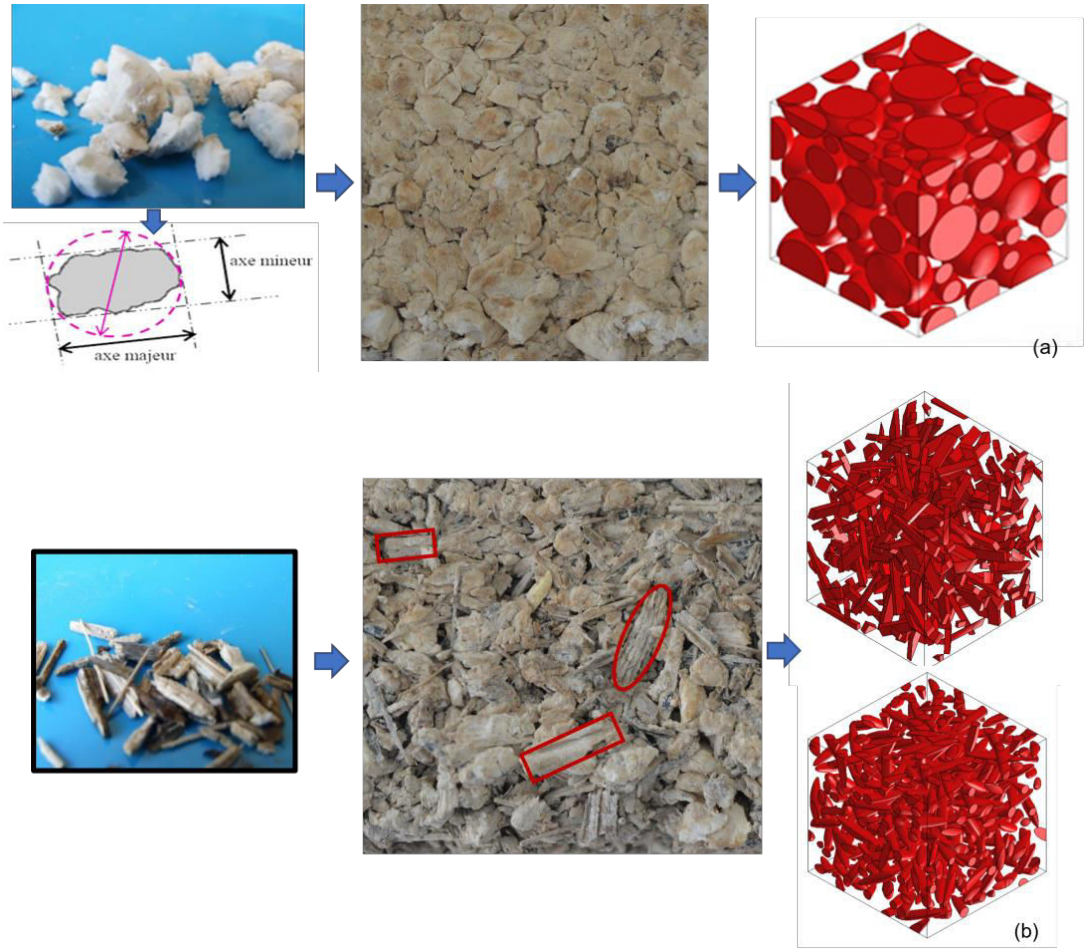


FIGURE 1. Microstructure (VER) des biocomposites de tournesol : (a) moelle de tournesol-terre crue (forme sphérique), (b) Mélange ecorce moelle-terre crue (forme parallélépipédique/elliptique)

L'aspect des biocomposites montre la complexité de la microstructure, avec une porosité intergranulaire prise en compte dans le calcul de la première étape d'homogénéisation (matrice+air), et des granulats poreux enrobés. L'introduction des inclusions (granulats dans la matrice poreuse) a été réalisée en deux, trois ou quatre étapes selon le matériau (en incrémentant la fraction volumique de 20% respectivement pour les inclusions sphériques, elliptiques et parallélépipédiques). Les calculs sont ensuite réalisés en imposant un gradient de température de 20°C sur les deux faces selon l'axe Z, et des conditions périodiques sur les autres faces du VER. Un maillage tétraédrique a été utilisé pour le VER tridimensionnel.

III. RESULTATS ET DISCUSSION

La figure 2 illustre la conductivité thermique effective des biocomposites comparée avec les valeurs déterminées expérimentalement à l'état sec en utilisant la méthode du fil chaud (Broard, 2018). Cette comparaison montre un écart faible pour le composite EA (de l'ordre de 7 %), et de 20 % et 38 % respectivement pour le composite MA et EMA. Le choix du modèle conceptuel de la microstructure semble être à l'origine de cette différence et montre la pertinence d'un VER avec des inclusions elliptiques pour modéliser le mélange écorce-argile. Il est à noter, également que la prise en compte d'une porosité de 50 % dans la première étape d'homogénéisation de la matrice argileuse a un effet sur la faible différence entre les résultats numériques et expérimentaux.

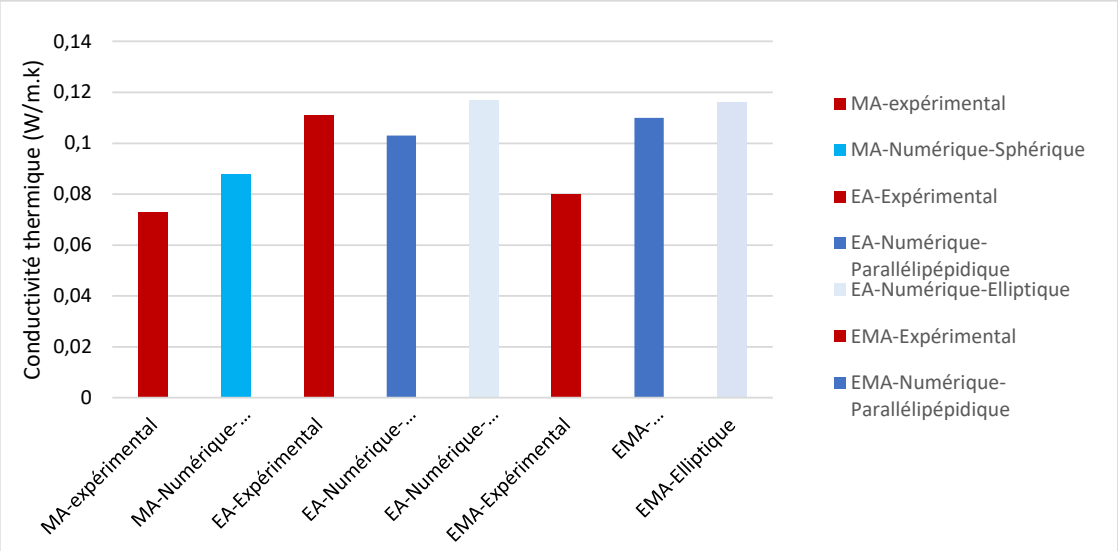


FIGURE 2. Comparaison de la conductivité thermique expérimentale et numérique

IV. CONCLUSION

La modélisation de la conductivité thermique par la méthode d'homogénéisation numérique a mis en évidence les limites des modèles conceptuels utilisés, l'influence de la forme des hétérogénéités, et la pertinence de la méthodologie pour la prédiction des propriétés des matériaux biosourcés.

REFERENCES

Broard Yoann, Naima Belayachi, Dashnor Hoxha, Naraynaswami Ranganathan, Stéphane Méo « Mechanical and hygrothermal of clay sunflower and rape straw plaster bio-composites for building insulation » *Construction and Building Materials* 161, 196-207, 2018.

Dilek Kumlutas, Ismail H. Tavman, M. Thuran Coban « Thermal conductivity of particle filled polyethylene composite materials» *Composites science and technology* 63, 113-117, 2003.

Ismail Brahim, Naima Belayachi, Dashnor Hoxha. « Modelling of thermal conductivity and nonlinear mechanical behaviour of straw insulation composite by a numerical homogenization approach ». *Journal of building engineering* 43 (2021): 103144. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2021.103144.

T. Nguyen-Sy, A.D. Tran-Le, T. Nguyen-Thoi, T. Langlet « A multi-scale homogenization approach for the effective thermal conductivity of dry lime-hemp concrete » *Journal of building performance simulation* 11, 179-189, 2018.

Diagnostic d'altération sur les écuries du château de Chaumont-sur-Loire

K. Beck[1], M. Balawi[1], M. Ternoy[1], J. Mignon[1], S. Janvier-Badosa[2], R. Janvier[1,3], X. Brunetaud[1]

[1] *Univ. Orléans, Univ. Tours, INSA CVL, LaMé EA7494, 8 rue Léonard de Vinci,* F-*45072 Orléans*

[2] *Univ. Lorraine, CNRS, IJL, UMR 7198, F-54000 Nancy*

[3] *Univ. Orleans, INSA-CVL, PRISME – EA4229, 8 rue Leonard de Vinci, F-45072, Orléans*

RESUME. L'étude présentée concerne le diagnostic sanitaire du manège des écuries du château de Chaumont-sur-Loire. Les pierres de ce bâtiment présentent une forte altération par desquamation en plaques et en feuillets. La zone atteinte de desquamation est évolutive et sa surface a quasiment triplé en 20 ans de progression. Une inspection visuelle par caméra thermique a permis de localiser des zones humides, liées à une infiltration d'eau anormale par la toiture. Des prélèvements d'échantillons de pierre ont permis d'identifier la présence de sels solubles, tels que le gypse, à de très fortes concentrations dans les zones où l'altération est en cours de développement. Les zones où l'altération ne progressent plus, sont les zones où les teneurs en eau sont les plus grandes et où les teneurs en gypse sont les plus faibles.

Mots-clefs Diagnostic, patrimoine bâti, tuffeau, desquamation, gypse

I. INTRODUCTION

La conservation des ouvrages nécessite une surveillance et des inspections régulières. Les ouvrages du patrimoine bâti sont bien souvent construits en maçonnerie de pierres calcaires. La durabilité de ces matériaux naturels est conditionnée par leurs propriétés intrinsèques mais aussi par l'environnement où ils sont mis en œuvre. Le château de Chaumont-sur-Loire et ses écuries sont construits en tuffeau, qui est une pierre calcaire sédimentaire typique des constructions du Val de Loire. Elle est composée de calcite, de quartz, d'opale, de micas et de minéraux argileux, mais elle est surtout caractérisée par sa forte porosité, de l'ordre de 45%, et par sa faible durabilité (Beck et al., 2003). Le travail présenté s'inscrit dans le cadre du projet DIANE (Diagnostic, Numérisation et Exploitation de données diachroniques : Chaumont-sur-Loire), financé par la Région Centre - Val de Loire, qui s'intéresse à la conservation et à la valorisation scientifique et touristique du Domaine régional de Chaumont-sur-Loire. Dans ce projet, le diagnostic sanitaire du château et de ses écuries a été réalisé par l'élaboration de cartographies des altérations des pierres des façades extérieures, puis par la caractérisation de prélèvements d'échantillons de pierres altérées. Ainsi, un total de 132 prélèvements a été effectué sur 9 zones distinctes, sélectionnées soit pour leur représentativité des altérations majeures rencontrées sur le monument, soit pour leur singularité liée à un défaut spécifique de conservation de l'ouvrage. L'objectif de l'étude présentée ici concerne le diagnostic sanitaire d'une des neuf zones étudiées correspondant au manège des écuries du château, présentant une forte altération par desquamations.

II. Matériaux et Méthodes

II. A. Zone d'étude et prélèvements

La zone d'étude se situe au niveau des Écuries du Château et plus spécifiquement sous l'avant-toit du manège. Ce manège est un ancien four de la verrerie qui existait avant les écuries. En effet, même si le château a été édifié à la fin du XV^{e} siècle, les écuries actuelles ont été construites à la fin du XIX^{e} siècle et ont subis diverses restaurations au XX^{e} siècle. Cette zone présente une sévère altération par desquamations, générant des pertes de matière importantes et qui affecte cinq assises de pierre sous l'avant-toit. Une assise est constituée de blocs de pierre de 30 cm de hauteur et de 45 ou 90 cm de largeur. Des prélèvements d'échantillons de pierre ont été effectués par grattage de surface sur chacune des cinq assises dans la partie la plus altérée (Figure 1).

II. B. Méthodes

Des mesures par thermographie Infra-Rouge en mode passif ont été réalisées en février 2020 avec une caméra thermique FLIR E60bx durant une journée ensoleillée précédée de quelques journées pluvieuses. Les échantillons prélevés ont été caractérisés par différentes techniques d'analyse physico-chimiques. La teneur en eau a été mesurée par la masse des échantillons prélevés avant et après séchage dans une étuve à 60°C. La caractérisation minéralogique a été effectuée par Diffraction des Rayons X sur poudre afin d'identifier les minéraux constitutifs de la pierre et de détecter de possibles minéraux exogènes (mesure en 2θ de 5° à 60° utilisant la longueur d'onde Cu-K$_{\alpha 1}$). Les composés solubles, par la détermination en cations (Na^{+}, NH^{4+}, Mg^{2+}, K^{+}, Ca^{2+}) et anions (Cl^{-}, NO^{2-}, NO^{3-}, SO_4^{2-}, PO_4^{3-}), ont été quantifiés par chromatographie ionique en phase aqueuse. Le protocole de préparation des échantillons correspond à celui habituellement utilisé dans le cadre de la conservation du patrimoine bâti (Standard 13/83).

III. Résultats et discussion

La zone d'altération située sous l'avant-toit du manège présente une forte desquamation en plaques sur les trois assises de pierre supérieures, qui se trouvent juste en-dessous de l'avant-toit, ainsi qu'une forte présence d'algues vertes et de mousses s'étendant jusqu'à la quatrième assise. Une plante est même enracinée entre les pierres et l'avant-toit. Des traces d'efflorescences blanches et des desquamations en feuillets sont également visibles jusqu'à la cinquième assise. Cette zone a bénéficié d'un suivi photographique permettant d'observer l'évolution de l'étendue de l'altération sur une période de presque 20 ans (Figure 1). En 2003, seule la première assise est atteinte de desquamation en plaques, la deuxième assise étant recouverte d'efflorescence. La surface atteinte de desquamation en plaques a considérablement augmenté en seulement 10 ans, et a presque triplé. En 2013, trois assises sont desquamées et les efflorescences atteignent la cinquième assise. La vitesse de développement de cette altération est très grande comparée aux desquamations en plaques rencontrées sur d'autres monuments en tuffeau (Janvier-Badosa et al., 2016). Depuis 2013, la surface atteinte par les efflorescences n'a pas progressé mais les pierres ont continué à se desquamer, et la surface occupée par les algues a augmenté. La mesure par caméra thermique a ainsi permis la localisation de zones humides. Le toit en ardoise recevant la chaleur du soleil apparait en rouge mais tout le mur en pierre apparait en bleu clair de manière très homogène car non exposé au soleil direct. On constate toutefois une zone apparaissant en bleu foncé (zone plus froide car refroidie par l'évaporation de l'eau) correspondant à la zone présentant des fortes desquamations en plaques et une présence d'algue importante. Cette

présence d'humidité a été confirmé par les mesures de teneur en eau des prélèvements (Tableau 1). En effet, ces zones froides correspondent à des teneurs en eau de l'ordre de 12%. La teneur en eau de la première assise, non visible sur l'image IR, est même de 20%, témoignant de la forte saturation en eau de la pierre, et expliquant l'importante quantité d'algue dans cette zone. Cette forte présence d'eau anomale est certainement due à un défaut de l'étanchéité à la jonction de l'avant-toit et du reste du mur.



Figure 1. **Evolution de l'altération des pierres sur le manège des écuries et zone de prélèvements**

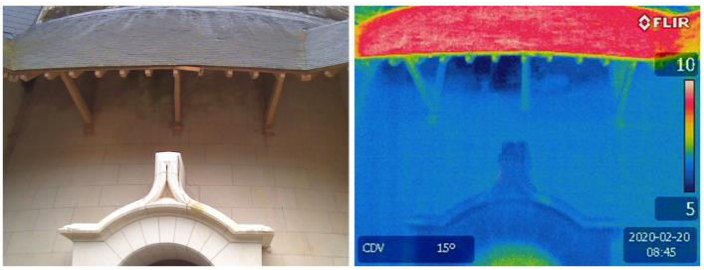


Figure 2. **Images de la zone d'étude par caméra thermique**

La caractérisation minéralogique des prélèvements a montré la présence d'un sel exogène : le gypse $CaSO_4,2H_2O$. En effet, la figure 3 montre le diffractogramme du prélèvement n°5 de la pierre desquamée présentant des efflorescences blanches (Figure 1). La chromatographie ionique a détecté la faible présence de chlorure et de nitrate, qui serait lié à la possible présence de chlorure de sodium, et de nitrate de sodium ou de nitrate de magnésium, fréquemment rencontré dans le salpêtre. Elle a aussi permis d'avoir des mesures quantitatives du gypse, calculées à partir de la concentration en sulfates (Tableau 1). On remarque que le profil de teneur en gypse est inversement proportionnel au profil de teneur en eau dans la localisation du mur. En effet, elle est quasiment nulle dans les zones très fortement desquamées recouvertes par les algues où la teneur en eau est très grande, proche de la zone d'infiltration d'eau. Elle augmente progressivement pour devenir maximale dans l'assise où s'arrête le front humide et où les efflorescences blanches sont localisées. La teneur en gypse dans cette assise est d'environ 20%, correspondant aux teneurs en gypse des desquamations en feuillets rencontrés sur d'autres monuments en tuffeau (Janvier-Badosa et al., 2014). Les mouvements d'eau ont donc déplacé et accumulé les sels solubles dans

les assises de plus en plus éloignées de la zone d'infiltration d'eau. L'accumulation de ces sels est liée aux dégradations importantes par desquamations en plaques et en feuillets.

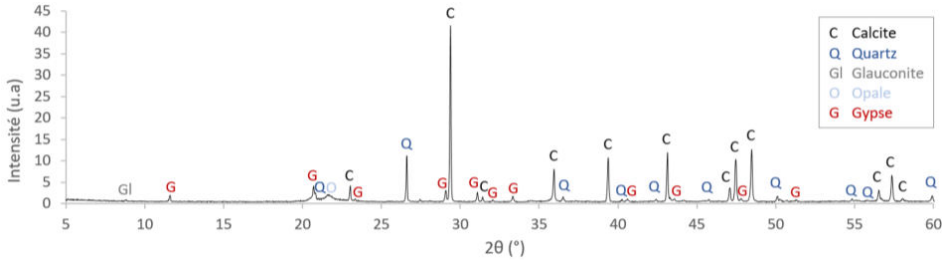


Figure 3. Diffractogramme des Rayons X du prélèvement n°5

Tableau 1. Résultats des mesures de la teneur en eau et de la chromatographie ionique

	Teneur en eau (%)	Concentration Cl^- (mg/L)	Concentration NO^{3-} (mg/L)	Concentration SO_4^{2-} (mg/L)	Teneur en gypse calculée (%)
Prélèvement n°1	20,7	0,28	1,61	0,92	0,02
Prélèvement n°2	12,2	0,45	6,17	2,08	0,04
Prélèvement n°3	12,1	0,51	12,74	327,01	5,86
Prélèvement n°4	3,7	0,86	5,34	221,76	3,97
Prélèvement n°5	3,2	0,75	107,54	1207,37	21,64

IV. Conclusion

Le diagnostic sanitaire réalisé sur le manège des écuries du château de Chaumont-sur-Loire a montré l'existence d'une zone atteinte de desquamations à la base de l'avant-toit. Cette altération est liée à la présence de sels solubles, principalement du gypse, amenés par une infiltration d'eau. Les teneurs en gypse sont très fortes dans les zones altérées, et quasiment nulles dans les premières zones dégradées où l'altération ne progresse plus car les pierres sont toujours humides et lessivées par les infiltrations d'eau. L'altération est évolutive et progresse d'année en année. Il serait donc urgent de réaliser un traitement par dessalement dans les zones à risque chargé en sels, et de résoudre le problème d'étanchéité de la toiture.

REFERENCES

Beck K., Al-Mukhtar M., Rozenbaum O., Rautureau M. (2003). Characterisation, water transfer properties and deterioration in tuffeau: building material in the Loire valley-France, *Building and Environment*, 38(9-10), 1151-1162. https://doi.org/10.1016/S0360-1323(03)00074-X

Janvier-Badosa S., Beck K., Brunetaud X., Al-Mukhtar M. (2014). The occurrence of gypsum in the scaling of stones at the castle of Chambord (France), *Journal of Environmental Earth Sciences*, 71(11), 4751-4759. https://doi.org/10.1007/s12665-013-2865-2

Janvier-Badosa S., Beck K., Brunetaud X., Al-Mukhtar M. (2016). Kinetics of stone degradation of the Castle of Chambord – France, *Int. J. of Architectural Heritage*, 10(1), 96-105. https://doi.org/10.1080/15583058.2014.971194

Standard NORMAL 13/83 Dosaggio dei sali solubili, Italy, 1983.

Retrait chimique et endogène de mortiers alcali-activés

Moussa Ka[1,4], Laurent Molez[2], Benoit Bissonnette[3], Josée Duchesne[3], Christophe Lanos[1], Luc Courard[4]

[1] *LGCGM, Université de Rennes, Rennes, France*

[2] *LGCGM, INSA de Rennes, Rennes*

[3] *CRIB, Université Laval, Québec (QC), Canada*

[4] *ArGEnCo (GeMMe), Université de Liège, Liège, Belgique*

RESUME Dans cet article, les travaux visent à étudier l'influence de la nature du précurseur (métakaolin, cendres volantes de charbon et laitier de haut fourneau granulé broyé) sur les retraits chimique et endogène de pâtes et mortier alcali-activés à un âge précoce. Deux activateurs (sodium, silicate de sodium) ont été utilisés. Les résultats montrent que le retrait dépend principalement du type de liant utilisé. Les différents mélanges de pâte testés présentent des cinétiques de retrait chimique assez différentes. Les mélanges à base de laitier activé par une solution alcaline ne montrent pas la même tendance que la pâte OPC de référence, présentant un gonflement précoce. Le retrait chimique de la pâte OPC est globalement le plus élevé. Les mortiers activés par les alcalis préparés avec du métakaolin subissent un retrait chimique plus élevé que ceux utilisant des cendres volantes. Le mortier à base de métakaolin a un retrait endogène inférieur à celui du mortier OPC de référence, mais il a également été observé qu'il augmentait avec le E/L. Avec des rapports E/L comparables, le retrait endogène des mortiers de laitier activé par une solution alcaline s'est révélé plus important. La composition minéralogique du précurseur, le rapport E/L, la surface spécifique et le rapport massique SiO_2/Na_2O de la solution alcaline sont autant de paramètres importants pour obtenir des matériaux cimentaires alcali-activés avec des caractéristiques de constructibilité appropriées.

Mots-clefs laitier de haut fourneau, métakaolin, cendre volante, mortier alcali-activé, retrait chimique, retrait endogène

I. INTRODUCTION

Aujourd'hui, le secteur de la construction en béton est confronté à l'épuisement progressif des ressources naturelles et à la difficulté croissante d'y accéder, mais également aux grandes quantités de CO_2 émises pour la fabrication du ciment. Environ 8% des émissions totales de CO_2 seraient attribuables à la production du ciment Portland (Zhang et al., 2014 ; Andrew, 2018). Le monde scientifique se penche depuis une vingtaine d'années sur des alternatives au ciment portland traditionnel. Les matériaux cimentaires alcali-activés, généralement fabriqués avec des sous-produits industriels, semblent constituer à cet égard une alternative intéressante (Pacheco-Torgal et al., 2012). Malgré le nombre important d'études consacrées aux AAM ces dernières

années, certains aspects nécessitent encore des recherches plus approfondies. Ce travail a pour objectif principal l'étude du retrait chimique et endogène au jeune âge de pates et mortiers alcali-activés.

II. ETUDE EXPERIMENTALE

A. Matériaux

Dans le cadre de cette étude, différents précurseurs ont été étudiés : un laitier granulé et moulu (Écocem), un laitier de grade 80 (HF-80) issu de Stoney Creek au Canada, une cendre volante de charbon, un métakaolin (Argical M1000) et un métakaolin à haute réactivité produit au moyen d'un procédé breveté (Burgess Optipozz). Un ciment Portland (CEMI 52.5 N CE CP2 NF) a été utilisé comme référence. Les Tableaux 1 et 2 présentent les compositions chimiques et les propriétés physiques du liant de référence et des précurseurs.

TABLEAU 1. Composition chimique du liant de référence et des précurseurs

Exemple	Ciment CEMI	Laitier Ecocem	Laitier HF-80	Cendre volante	Métakaolin Argical M1000	Métakaolin Burgess Optipozz
SiO_2	21.4	37.31	37.74	50.76	55	50
Al_2O_3	5.5	10.24	10.75	26.10	40	48
CaO	64.2	43.21	36.20	2.70	0.30	0.18
MgO	1.70	6.10	12.62	2.63	0.21	-
Fe_2O_3	2.1	0.60	0.5	6.21	1.41	-
TiO_2	0.2	0.50	0.91	1.14	1.50	0.50
K_2O	0.4	0.60	0.49	3.51	0.82	0.42

TABLEAU 2. Caractéristiques physiques du liant de référence et des précurseurs

Exemple	Ciment CEMI	Laitier Ecocem	Laitier HF-80	Cendre volante	Métakaolin Argical M1000	Métakaolin Burgess Optipozz
Densité (kg/m^3)	2.94	2.90	2.67	2.25	2.42	2.21
Finesse (m^2/g)	0.35	0.44	0.47	0.30	17.12 (BET)	18.35 (BET)

Les matériaux étudiés sont des pâtes et des mortiers de ciment. Le dosage en eau est ajusté de façon à garantir une iso-rhéologie aux différents mélanges. Le mortier de référence (C001) est un mortier de ciment ordinaire à base de ciment portland (S/L = 3, E/L = 0,50). Les mortiers L001 et L002, à base des laitiers Écocem et HF-80 respectivement, ont été activés avec du silicate de sodium liquide (pour les deux mélanges : E/L = 0,48 ; liant/activateur = 6,24). Le mortier référencé CV01, formulé avec la cendre volante, a été activé avec une solution de NaOH (5M) (E/L = 0.35). Les mortiers référencés GP1 et GP2 à base des métakaolins Argical M1000 et Burgess Optipozz, ont été activés avec un mélange de silicate de sodium solide et de soude à 32% (E/L = 0,61 et 0,65 ; S/L voisins de 3 (+/- bien contrôlé), et un rapport molaire SiO_2/Na_2O est de 1.14.

B. Campagne d'essais

Les essais de retrait chimique ont été réalisés conformément à la norme ASTM C1608-17 en mesurant le changement de volume interne de la pâte de liant hydraulique résultant de l'hydratation. Une quantité de pâte de liant hydraulique est introduite dans un récipient étanche immergé dans un bain d'eau maintenue à 23°C. La variation de volume est mesurée à l'aide d'un tube capillaire. Le retrait chimique par unité de masse de liant au temps t est calculé à partir de la masse de liant dans le flacon et la variation du niveau d'eau dans le tube capillaire au cours du temps. Les mesures sont répétées pour deux échantillons.

Le retrait endogène au jeune âge des mélanges de mortiers étudiés a été mesuré conformément à la procédure d'essai ASTM C1698-19. Immédiatement après le mélange, le mortier frais a été coulé dans un tube ondulé, scellé à l'aide de deux bouchons d'extrémité et placé dans une chambre climatique maintenue à 23°C. L'éprouvette ainsi constituée est positionnée horizontalement et est supportée longitudinalement par deux tiges. À l'aide d'un dilatomètre, on mesure les changements de longueur à une extrémité de l'échantillon. Les mesures sont comparées à la longueur d'une barre de référence. On enregistre toutes les heures la longueur de l'échantillon. Les mesures sont répétées pour deux échantillons.

II. RESULTATS ET DISCUSSIONS

La Figure 1 présente les résultats de retrait chimique obtenus sur les pâtes. La pâte de ciment C001 possède le retrait chimique le plus élevé. L'évolution du retrait chimique des pâtes à base de métakaolin ou de cendre volante est essentiellement différente de celle de C001 (Li et al. 2019). En générale, les écarts entre les contractions chimiques de différentes pâtes peuvent être attribuées aux différences entre leurs produits d'hydratation/géopolymérisation. Le retrait chimique de la pâte GP2 à base de métakaolin est plus élevé que celle de GP1. Cette différence s'explique par le rapport E/L élevé de GP2. Le retrait chimique augmente avec l'augmentation du rapport E/L (Zhang et al. 2013). En effet, plus la quantité d'eau présente est grande, plus la distance entre les grains du liant augmente. Le retrait chimique plus élevé de la pâte GP2 peut être également attribué à la dissolution plus rapide du MK Optipozz par rapport au MK Argical M1000. Un rapport E/L élevé facilite grandement la dissolution du MK et, dans l'intervalle, dilue la concentration en espèces dissoutes (Li et al. (2019). Les pâtes L001 et L002 à base de laitiers activés ont le retrait chimique le plus faible. Leur gonflement initial pourrait être dû à un effet thermique (dilatation thermique) ou à la formation retardée de produits de réaction. Les pâtes contenant de plus grandes quantités de laitier ont un dégagement total de chaleur cumulé élevé (Lee et Lee, 2015). Les différents mélanges ont des cinétiques de retrait chimique assez différentes. Les retraits chimiques dépendent essentiellement du type de liant utilisé.

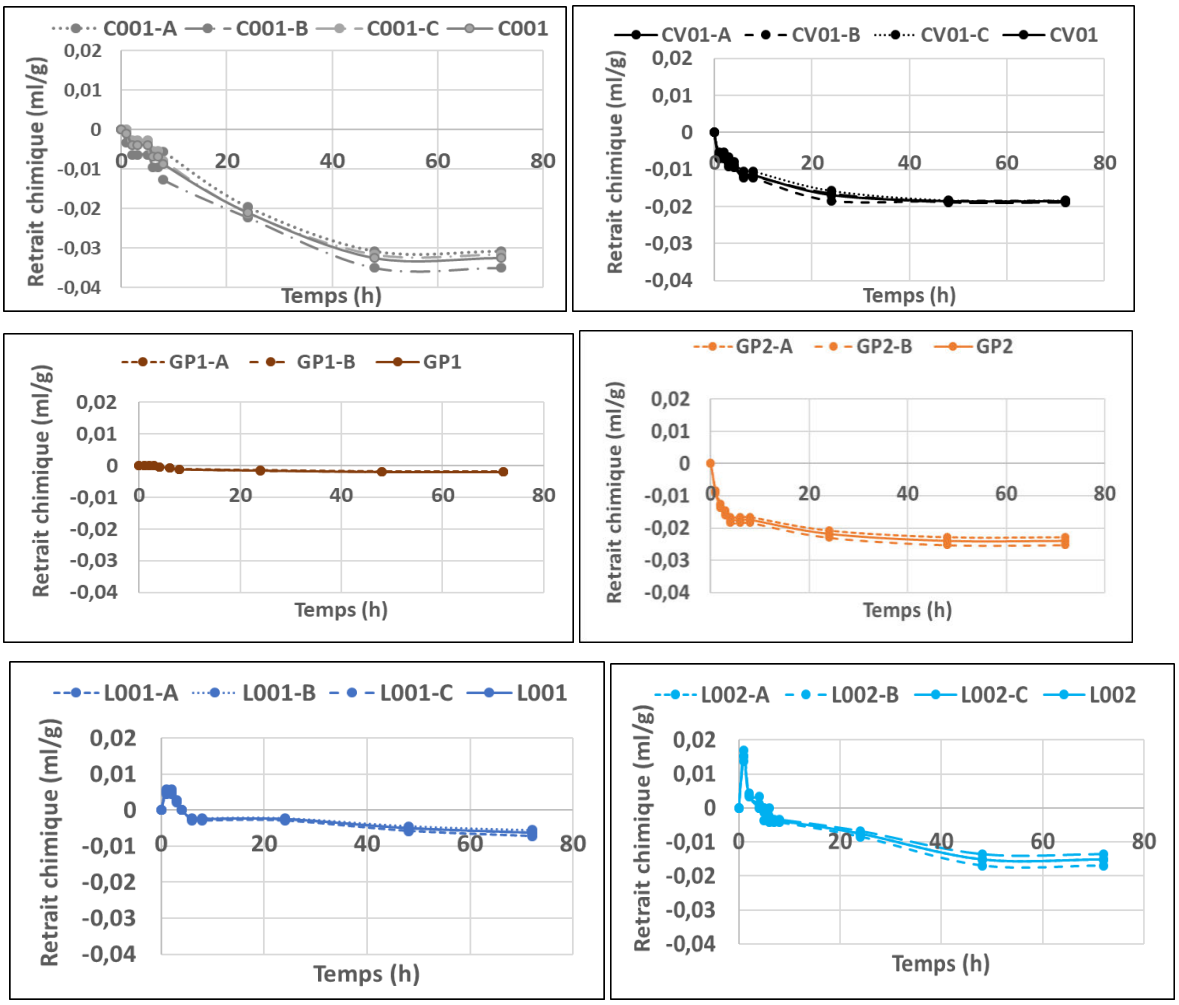


FIGURE 1. Retrait chimique des pâtes de ciment Portland et alcali-activés

La Figure 2 présente les résultats de retrait endogène obtenus sur les mortiers. Les résultats montrent que les retraits endogènes des mortiers GP1 et GP2 à base de métakaolin sont plus faibles que ceux à base du ciment Portland, de cendre volante et de laitiers activés. Le retrait du mortier CV1 à base de cendre volante est plus élevé de celui du mortier de ciment portland. Cette différence s'explique par le rapport E/L plus faible du mortier CV1. Malgré que GP2 ait un rapport E/L plus élevé, la réactivité plus élevée du métakaolin Burgess Optipozz a engendré un retrait au jeune âge légèrement plus élevé que le mortier GP1. De tous les mélanges, les mortiers L001 et L002 à base de laitier activé ont les retraits endogènes les plus élevés. L001 et L002 ont les mêmes dosages mais des retraits endogènes très différents liés à la nature du liant utilisé. Le retrait endogène augmente rapidement avec la diminution du rapport E/L et plus le liant est fin, plus il développe un retrait endogène important et précoce (Tazawa et al. 1995).

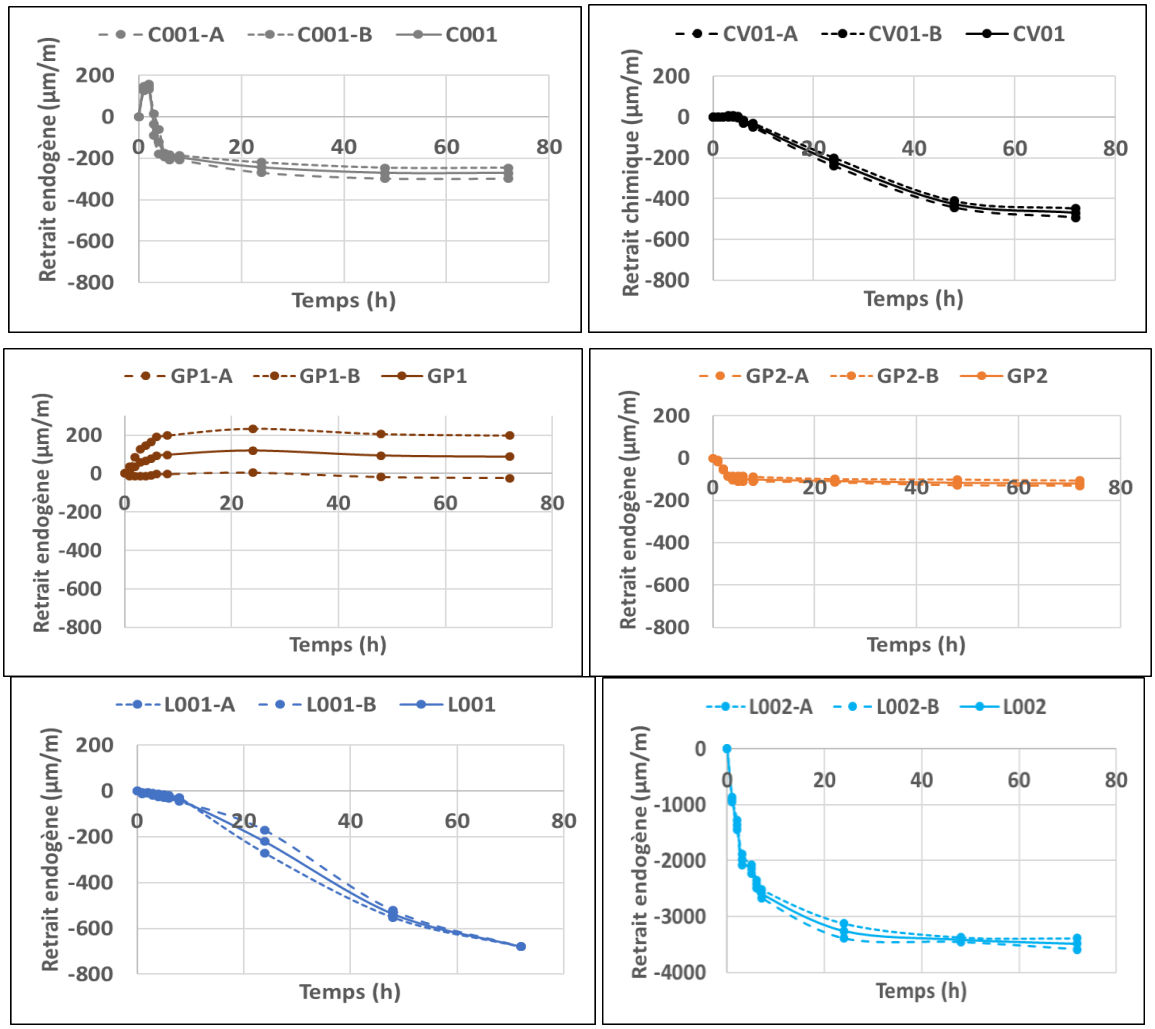


FIGURE 2. Retrait endogène des mortiers de ciment Portland et alcali-activés

IV. CONCLUSION

L'étude présentée dans ce document a montré que la pâte de ciment Portland possède le retrait chimique le plus élevé. Hormis les mortiers de laitier activé, les mortiers de cendre volante ont le retrait endogène le plus élevé. Les laitiers activés se distinguent par un gonflement chimique initial et un retrait chimique faible mais un retrait endogène plus important. Les mortiers à base de métakaolin se caractérisent par des retraits chimiques et endogènes faibles. Le retrait dépend principalement du type de liant utilisé. Ainsi, la composition minéralogique, le rapport E/L, la surface spécifique et le rapport massique SiO_2/Na_2O de la solution alcaline sont les paramètres essentiels à l'obtention de laitiers activés et de géopolymères aux caractéristiques attractives.

REFERENCES

Z. Zhang, J.L. Provis, A. Reid, H. Wang (2014). Geopolymer foam concrete: an emerging material for sustainable construction. Construction and Building Materials 56, 113-127. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.01.081

R.M. Andrew (2018). Global CO_2 emissions from cement production. Earth Syst. Sci. Data 10, 195-217. https://doi.org/10.5194/essd-10-195-2018

F. Pacheco-Torgal, Z. Abdollahnejad, A.F. Camões, M. Jamshidi, Y. Ding (2012). Durability of alkali-activated binders: a clear advantage over Portland cement or an unproven issue. Construction and Building Materials 400-405. http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.12.017

Z. Li, S. Zhang, Y. Zuo, W. Chen, G. Ye. (2019). Chemical deformation of metakaolin based geopolymer. Cement and Concrete Research, 120, 108-118

N.K. Lee, H.K. Lee (2015). Reactivity and reaction products of alkali-activated, fly ash/ slag paste. Construction and Building Materials. 81, 303-312

T. Zhang, P. Gao, R. Luo, Y. Guo, J. Wei, Q. Yu (2013). Measurement of chemical shrinkage of cement paste: Comparison study of ASTM C 1608 and an improved method. Construction and Buildings Materials, 48, 662-669

E. Tazawa, S. Miyazawa, T. Kasai (1995). Chemical shrinkage and autogenous shrinkage of hydrating cement paste. Cement and Concrete Research, Vol 25, No 2, pages 288-292

ASTM C1608-17, Standard Test Method for Chemical Shrinkage of Hydraulic Cement Paste

ASTM C1698-19, Standard Test Method for Autogenous Strain of Cement Paste and Mortar.

Gravier recyclé : influence de la qualité et la saturation sur les propriétés mécaniques et de durabilité des bétons sans sable.

Berredjem Layachi[1], Molez Laurent[2] et Arabi Nourredine[3]

[1] *Université Badji Mokhtar – Annaba - Algérie, Département d'Architecture, LMGE, berredjem2423@gmail.com, layachi.berredjem@univ-annaba.dz ;*

[2] *INSA de Rennes, Département de Génie Civil, Laboratoire GCGM, Laurent.Molez@insa-rennes.fr;*

[3] *U. B. M. – Annaba - Algérie, LMGE, Département de Génie Civil, nourredine.arabi@univ-annaba.dz;*

RESUME : Ce travail est une contribution expérimentale, qui a pour but d'évaluer l'influence de la saturation et qualité de graviers recyclés sur les propriétés mécaniques et de durabilité des bétons sans sable.

Les différents bétons sans sable ont été confectionné à base du ciment CEM I 52,5 ; avec E/C = 22, un superplastifiant haut réducteur d'eau = 1% du poids du ciment. Trois types de graviers : naturel et deux recyclés, l'origine de ces derniers est bétons de structure, l'un provenant d'un vieux béton et l'autre issue d'écrasement des éprouvettes âgées de moins de 06 mois. Les graviers de classe : 12.5/16 ont été utilisées à l'état sec et saturé pendant 24 h (saturé à surface sèche).

Les résultats obtenus de cette étude comparative des différentes composites naturels et recyclés ont révélé, en général, que les comportements mécaniques des bétons recyclés sont comparables à celles des bétons naturels. Cependant, les bétons à base de graviers recyclés ont montré des propretés relatives à la durabilité très faibles, et la saturation des granulats a donné ces effets que pour le béton à base de granulats naturels.

Mots-clefs : gravier recyclé, saturation, résistances mécaniques, porosité

I. INTRODUCTION

Compte tenu des évolutions anthropiques de notre société, il devient essentiel de développer de nouvelles approches de la construction permettant de limiter ses impacts environnementaux et de prendre en compte le cycle de vie des matériaux mis en œuvre. Le recyclage et la valorisation de déchets de construction et de démolition (DCD) est un problème auquel sont confrontés les chercheurs et les ingénieurs basés sur le concept vert de développement durable pour l'industrie de la construction [Özalp F & al., 2016].

Les propriétés du béton sont liées étroitement à la qualité des granulats, particulièrement les recyclés, ces derniers sont caractérisés par la présence de la pâte de ciment résiduel collé au granulat. La quantité et la qualité de cette gangue cimentaire varient en fonction du type de déchets d'origine, le processus de production et de la classe granulaire obtenue par le procédé de broyage. De nombreuses recherches ont été menées dans le but de trouver des voies de valorisation des granulats recyclés (RA) issus des DCD (tout venant) en général et du béton de structure à faible impuretés (RCA) en particulier, que ce soit sous la forme de sables, en tant que graviers ou comme liant [Bouarroudj et al., 2017, R. Bodet et al., 2018]. Divers scénarios ont été envisagés pour établir l'analyse du cycle de vie (ACV), dont une analyse multicritère des facteurs qui impactent l'ACV des bétons recyclés (teneur et type de ciment, taux de substitution des RCA et leur états de saturation) est proposée [de Larrard & H. Colina, 2018].

La faisabilité du recyclage des RCA dépend des caractéristiques des granulats et des propriétés des bétons à base de ces recyclés. Il est donc très important d'étudier les propriétés fraîches, durcies et de durabilité du RAC pour promouvoir et intensifier son application dans l'industrie de la construction. La taille des granulats, l'absorption capillaire et l'état de saturation des granulats recyclés semblent être des paramètres influents sur les critères de durabilité des bétons et les exigences de classement RCA comprennent les tests suivants : absorption d'eau, densité [Kim J. 2022].

Notre travail a pour objectif de répondre à deux problématiques liées à la faisabilité de la valorisation des granulats recyclés. Cette étude expérimentale prend le béton sans sable comme objet de recherche, en éliminant l'influence du sable. Elle vise à étudier l'effet de la saturation et de la qualité de graviers recyclés sur les propriétés mécaniques et la durabilité du béton.

II. PROCEDURES EXPERIMENTALES

A. Matériaux utilisés

Les matériaux utilisés dans cette étude sont : un CEM I 52,5, un superplastifiant/haut réducteur d'eau (Sika Viscocrete TEMPO 11) (1% du poids du ciment) et trois types de graviers de fraction 12.5/16 mm, un gravier naturel siliceux (GN) et deux graviers recyclés (GR1, GR2). Ces derniers, ont été obtenus après concassage d'éprouvettes de béton structural de moins de 06 mois et démolition de dalles en béton armé de plus de 30 ans, respectivement. L'opération de concassage est effectuée par un concasseur à mâchoires de laboratoire.

B. Formulation des bétons

Six mélanges de bétons sans sable ont été formulés. Trois types de graviers de classe : 12.5/16: naturel et deux recycles (RAC) ont été utilisées à l'état sec et saturé pendant 24 heures (saturé à surface sèche). Après 24 heures de la confection, les éprouvettes sont interposées dans une salle humide avec (HR = 80% et T = 20 ± 2°C). Les résistances mécaniques à 28 jours, en compression et à la traction par fendage, des différents bétons ont été déterminées sur des éprouvettes cylindriques (11x22 cm^2), soit trois éprouvettes pour chaque essai.

- BN1: Béton à base de graviers naturel secs.

- BN1S: Béton à base de graviers naturel saturés à surfaces sèches (SSS).
- BR1: Béton à base de graviers recyclés (GR1) secs.
- BR1S: Béton à base de graviers recyclés (GR1) saturés à surfaces sèches (SSS).
- BR2: Béton à base de graviers recyclés (GR2) secs.
- BR2S: Béton à base de graviers recyclés (GR2) saturés à surfaces sèches (SSS).

III. RESULTATS

Tous les résistances mécaniques, en compression uni-axial et à la traction par fendage, sont déterminées après 28 jours de cure.

A. Résistances mécaniques.

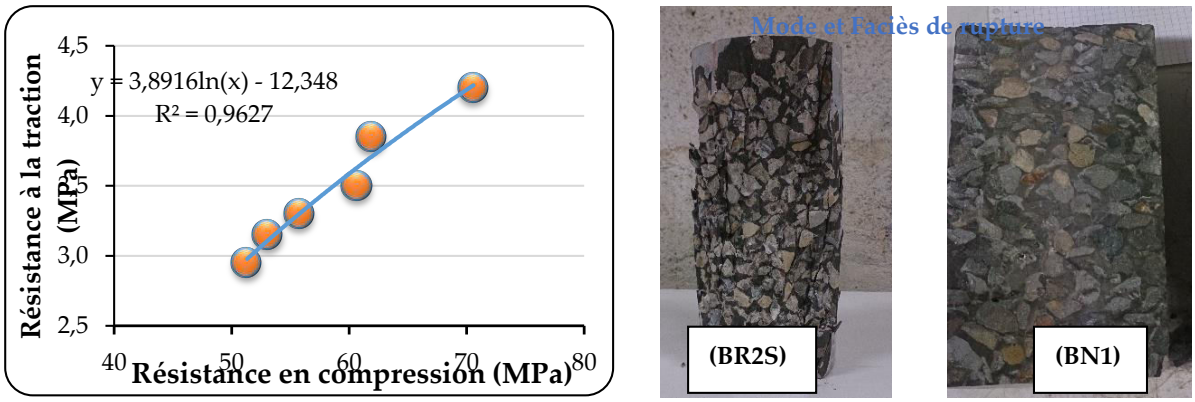


FIGURE 1. Relation entre la résistance à la compression et la résistance à la traction à 28 jours des différents bétons manufacturés.

On remarque d'après la figure 1 que la résistance mécanique, en compression ou à la traction, est étroitement liée à la qualité des granulats. Les plus faibles sont du béton à base des granulats recyclés issus de vieux béton. L'état de saturation des granulats n'a pas donné l'amélioration attendue.

A. Indicateurs de durabilité

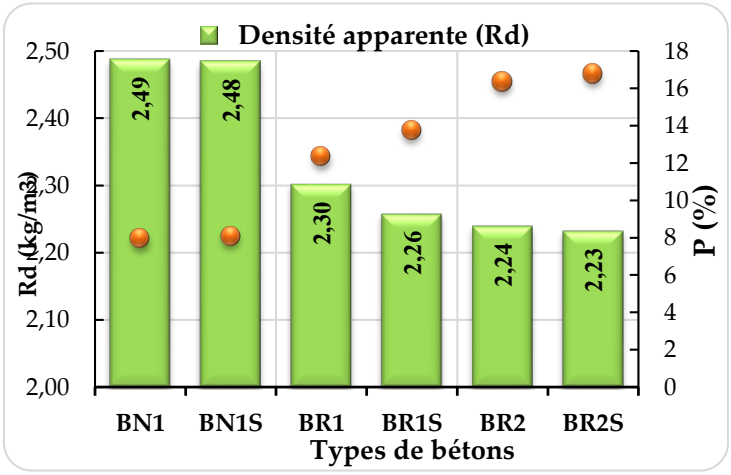


FIGURE 2. Densité apparente et porosité accessible à l'eau **des différents bétons**

La figure 2 montre que les densités apparentes ainsi que la porosité accessible à l'eau sont en corrélation avec la qualité de graviers utilisés. Elles sont importantes pour le béton naturel et plus faibles pour les bétons à base de vieux graviers (GR2).

CONCLUSION

A partir des résultats présentés, on peut conclure :

- L'incorporation de granulats recyclés dans le béton provoque une diminution de leurs densités, une augmentation de la porosité par rapport au béton naturel.
- Les résistances caractéristiques des différents bétons recyclés sont généralement satisfaisantes même avec des vieux granulats.
- Dans notre cas d'étude sur les bétons sans sable, la saturation des granulats n'a pas donné l'amélioration attendue, trouvés pour les bétons ordinaires dans la littérature [Kim J. 2022].

REMERCIEMENTS

Les auteurs de l'article remercient vivement tout le personnel du département de génie civil de l'INSA de Rennes, du laboratoire LGCGM pour l'aide précieuse apportée pour la réalisation de ce travail.

REFERENCES

de Larrard, F. & Colina, H. (Dir.). (2018). Le béton recyclé. Marne-la-Vallée : Ifsttar. *Ouvrages Scientifiques*, OSI4, 792 pages, ISBN 978-2-85782-747-4.

Kim, J. (2022) Influence of quality of recycled aggregates on the mechanical properties of recycled aggregate concretes: An overview. *Construction and Building Materials*, 328, 127071. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127071.

M. K. Bouarroudj, C. Colman, E. Robinet, Z. Zhao, F. Michel, L. Courard, S. Remond, D. Bulteel (2017). Utilisation du béton recyclé dans la formulation des bétons auto-compactants. *Conference: 18e édition des Journées scientifiques du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton (RF)²B*.

Özalp F., Yılmaz H. D., Kara M., Kaya Ö. and Şahin A. (2016). Effects of recycled aggregates from construction and demolition wastes on mechanical and permeability properties of paving stone, kerb and concrete pipes, *Construction and Building Materials*, 110, 17-23. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.01.030.

R. Bodet et al. RECYBETON: (2018) le recyclage complet du béton comment recycler le béton dans le béton recommandations du projet national RECYBETON. IREX.

Confort thermique d'une construction terre : étude pédagogique en Master 2

Miriam[1] BAUMBACH, Jean-Martial COHARD[2], Dominique DAUDON[2]

[1] *UGA, UFR PHITEM, M2GC, miriam.de-oliveira-baumbach@etu.universite-grenoble-alpes.fr,*

[2]*UGA, UFR PHITEM, prenom.nom@univ-grenoble-alpes.fr*

RESUME Dans le cadre de l'Unité d'Enseignement « bureau d'études » du Master génie civil de l'Université Grenoble Alpes, cette étude a eu comme objectif l'analyse de la performance thermique d'une construction en briques de terre comprimée de 52 m² ainsi que la proposition de solutions réduction du besoin de chauffage et amélioration du confort thermique pour le personnel dans l' espace de travail. Les résultats obtenus ont permis de conclure que, parmi les solutions modélisées, celle qui impacte le plus le besoin de chauffage et la température maximale à l'intérieur du bâtiment est l'isolation de la toiture par l'extérieur avec une couche de 20 cm de chaux chanvre. Cette proposition, couplée avec un doublage du mur permet d'arriver à une réduction de plus de 50% du besoin de chauffage et de presque 3°C de la température maximale à l'intérieur, tout en gardant les caractéristiques architecturales extérieures de la maison en terre.
Mots-clefs : confort thermique, construction terre, diagnostic thermique, pédagogie, soutenabilité.

I. INTRODUCTION

Repenser la soutenabilité des constructions dans les métiers du bâtiment est aujourd'hui incontournable y compris dans les formations professionnalisantes (Sieffert et al., 2014). Dans le cadre de la transition énergétique actuelle, la construction en terre suscite un regain d'intérêt car elle permet l'utilisation de matériaux locaux limitant le transport qui consomme peu d'énergie pour leur fabrication. Par ailleurs c'est un matériau perspirant à forte inertie largement utilisé de par le monde dans une large gamme de climat. Toutefois, les nouveaux standards de confort et de performance énergétique nécessitent des études spécifiques pour pouvoir le considérer comme une solution d'adaptation face aux changements climatiques autant pour sa production que dans l'usage des constructions en terre.

Dans ce cadre, Le master Génie Civil de l'Université Grenoble Alpes (UGA) s'est "emparé" du petit bâtiment en Terre sur le Campus à Saint Martin d'Hères pour proposer des activités pédagogiques. Construite en briques de terre comprimée en 1986 par le laboratoire CRATERRE de l'école d'Architecture de Grenoble, la « maison en terre » était initialement prévue comme une construction résidentielle en reconstruction rapide et pérenne post-catastrophe, avec une surface de 52 m² avec un projet architectural comportant arches et coupoles (Fig. 1). Face à la dégradation climatique, une toile de protection a été installée en 1988, puis, des aménagements intérieurs (mise en place de cloisons, création d'un espace cuisine, remplacement des menuiseries des 4 portes). Grâce aux financements IDEX-Formation de l'UGA, le projet pédagogique e-CoLoS ![1] (Daudon et

1 https://phitem.univ-grenoble-alpes.fr/enseignement-experimental/plateformes/plateforme-idex-formation-e-colos--850559.kjsp

al., al 2019) a permis d'instrumenter le bâtiment avec des capteurs de T° (intérieur, extérieur et dans les parois), des capteurs de CO2 et particules, des capteurs de rayonnement et centrale météo. Diverses activités ont été proposées autour des mesures obtenues, permettant de travailler et d'approfondir le comportement thermique du bâtiment en situation réelle selon un mode d'étude proche de la recherche.

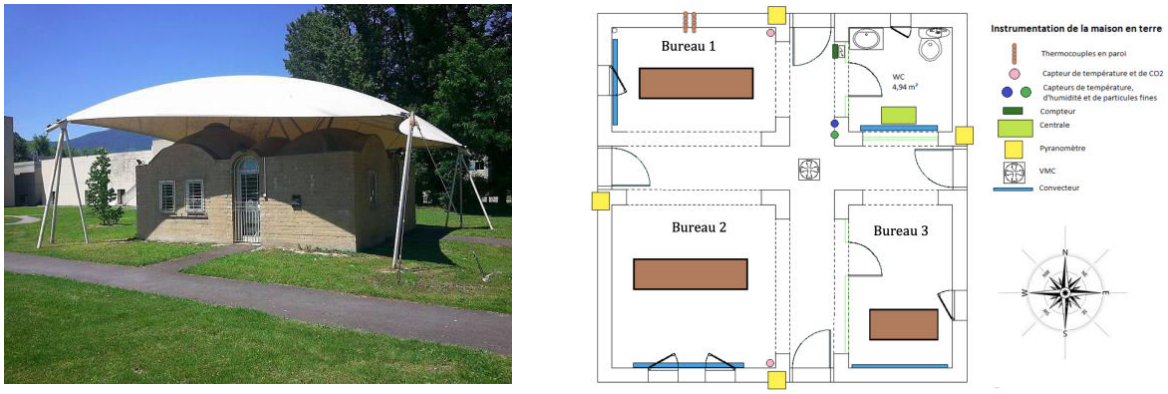


FIGURE 1. Gauche : vue de l'extérieur de la maison en terre (façade est). Droite : Schéma d'installation des capteurs.

Les mesures réalisées et les témoignages des personnels travaillant dans le bâtiment, rapportent un fort inconfort thermique, avec un grand besoin de chauffage en hiver et de fortes températures (~39°C) en été (Andrianaliseta & Mahamoud, 2021). Dans le cadre du Bureau d'Études de l'année scolaire en 2022, il était demandé de finaliser un modèle pour réaliser des simulations thermiques dynamiques, puis de proposer des solutions pour l'amélioration du confort thermique. L'objectif était de hiérarchiser un ensemble de propositions permettant d'améliorer les performances thermiques d'une construction traditionnelle peu performante, afin de s'approcher des normes actuelles, tout en respectant le matériau initial, le brique en terre. Ces propositions devaient comprendre à la fois des changements sur l'enveloppe, le renouvellement d'air et les occultations. Le résultat de l'étude montre que pour une masse calorifique de 7.5 10^5 J/K et un U_{bat} de ~15 W/K les températures à l'intérieur du bâtiment pendant l'hiver montrent, en absence de chauffage, une dynamique proche de celles des températures extérieures avec une durée de refroidissement de 5°C en 6 heures pour une $T°_{ext}$ = 5°C. Par ailleurs, un projet d'étudiant de M1 en 2019 avait également montré via des simulations thermiques avec le module externe de Revit que la puissance de chauffage installée était suffisante (7KW), et celle de rafraîchissement nécessaire (climatisation) était similaire.

III. METHODOLOGIE

Les simulations ont été faites sur le logiciel Pléiades version 5.21.6.2. Le modèle de la maison en terre avec ses coupoles a été précédemment réalisé par les étudiants des années précédentes. Après avoir vérifié et ajusté le modèle, les scénarii représentant la situation réelle d'utilisation du bâtiment ont été créés : 2 personnes du lundi au vendredi de 8h à 16h. Le scénario de chauffage a été imposé à 20° entre le 27 août et le 3 juin de l'année suivante compte tenu des observations réelles. Les radiateurs électriques (2kW chacun) ont été ajoutés dans les pièces, avec une puissance installée totale de 8 kW. Le scénario de la puissance des équipements installés a considéré 110 W 24h/24h, 7J/7J et 497 W pendant la présence du personnel. Afin de représenter la toile qui recouvre la maison, un scénario d'occultation a été créé, avec une résistance thermique de 0,25 m^2K/W. Le scénario d'éclairage est celui d'un bureau standard. Le scénario de ventilation naturelle due aux défauts

d'étanchéité a été créé avec un débit de 0,7 vol/h. Cette valeur a été calculée à partir de la dynamique des teneurs en CO2 dans le bâtiment après les heures des entrées et sorties des personnels. Les données météorologiques sont issues d'un fichier TRY pour l'année 2020, créé à partir des données collectées sur place : température extérieure mesurées par les capteurs de la maison en terre et les données de rayonnement solaire, humidité relative et vitesse du vent obtenues de la station météorologique de l'Institut des Géoscience et Environnement sur le bâtiment OSUG-B, située à 800 m de la maison en terre. L'état actuel de la maison a été appelé « Base ». Des propositions d'amélioration du confort thermique ne modifiant pas l'apparence du bâtiment ont ensuite été testées : ajout d'occultants extérieurs sur les ouvertures et/ou surventilation nocturne pour réduire la température intérieure, le doublage des murs extérieurs par un 2nd mur de briques d'adobe avec ou sans isolant entre les deux, et l'isolation de la toiture par 20cm laine de chanvre recouvert d'un enduit terre. Chaque élément a été ajouté séparément, afin de vérifier son impact individuel dans le résultat final. Finalement, les solutions donnant les meilleurs résultats ont été modélisées ensemble. Il faut souligner qu'aucun scénario de climatisation n'a été envisagé pour les simulations et la bâche a été prise en compte comme un pare-soleil.

IV. RÉSULTATS

TABLEAU 1. Résultats de la modélisation des propositions de solutions pour la maison en terre.

Nom modèle	Besoin de chauffage (kWh)	Besoin de chauffage (kWh/m2)	Puissance chauffage max (W)	Consommation électricité (kWh)	T° min (°C)	T° max (°C)
Base (actuelle)	14207	293	6073	17674	17,3	39,0
Base + volets	14207	293	6073	17674	17,3	39,0
Base + lame d'air et double mur[2]	12572	259	5400	15680	17,9	38,8
Base + chanvre et mur	12525	258	5382	15625	18,0	38,7
Base + toiture isolée[3]	7984	164	3539	10089	20,0	37,0
Base + ventilation[4]	13960	287	5972	17373	17,3	39,1
Base + lame d'air et mur + toit. Isolée	5951	123	2725	7583	20,0	36,2

La performance de la maison en terre peut être traduite : en hiver, par le besoin de chauffage (plus il est faible, meilleure est la performance (Bruno et al., 2020)) et, en été, par les températures maximales. La simulation "base actuelle" montre un besoin de chauffage de 14207 kWh, avec une puissance de chauffage maximum de 6073 kW, ce qui est en dessous de la puissance réelle installée (7 kW). La température minimale de 17,2°C est observée pendant la nuit au début du mois de juin. Les résultats de la température maximale corroborent le constat du personnel : la température maximale atteinte à l'intérieur atteint jusqu'à 39°C, et dépasse le seuil recommandé pour les activités sédentaires (30°C) défini pour l'INRS (2022). L'impact de l'installation de volets est négligeable. La solution de doubler le mur, soit avec une lame d'air soit avec l'isolation avec du chanvre entre murs, a eu une réduction d'environ 10% du besoin de chauffage et une réduction

2 Réalisation d'un doublage extérieur par un mur en adobe de 30 cm par l'extérieur avec une lame d'air de 2 cm.

3 Isolation de la toiture par l'extérieur avec 20 cm de chaux chanvre

4 Création d'un scénario de ventilation nocturne avec un débit de 3m3/h

négligeable de la température maximale à l'intérieur, soit 0,2 et 0,3°C respectivement. La solution avec l'isolation du mur avec le chanvre a eu un résultat trop proche de celle avec lame d'air ce qui ne justifie pas son utilisation vis-à-vis du coût du matériau. La mise en place d'un scénario de ventilation nocturne n'a pas eu le résultat attendu de réduction de la température maximale à l'intérieur. Ce résultat surprenant, peut être dû à un manque de maîtrise du logiciel ou à une sous-estimation des débits de renouvellement utilisés. La solution la plus performante a été l'isolation de la toiture avec le chanvre. Dans ce cas, le besoin de chauffage a été réduit de 14207 à 7984 kWh et la température maximale a été réduite de 2°C. Ce résultat montre que les déperditions se font surtout par la toiture de la maison en terre, en adobe, posées sur leur champ, et donc d'épaisseur moitié de celle des murs. Finalement, les deux solutions qui ont obtenu les meilleurs résultats ont été modélisées ensemble, c'est-à-dire l'isolation de la toiture et double mur avec lame d'air. Cette solution a eu une réduction de plus de 50% du besoin de chauffage (de 14207 à 5951 kWh) et une réduction de presque 3°C de la température maximale à l'intérieur (de 39 à 36,2°C).

IV. CONCLUSION

A partir des résultats de la modélisation de la maison actuelle, des solutions ont été proposées afin de réduire le besoin de chauffage pendant l'hiver ainsi que les températures à l'intérieur pendant la période estivale. Les résultats obtenus ont permis de conclure que, d'entre les solutions modélisées, celle qui impacte le plus le besoin de chauffage et la température maximale à l'intérieur du bâtiment est l'isolation de la toiture par l'extérieur avec une couche de 20 cm de chaux chanvre. Cette proposition couplée avec un doublage du mur permet d'arriver à une réduction de plus de 50% du besoin de chauffage et de presque 3°C de la température maximale à l'intérieur, tout en gardant les caractéristiques extérieures de la maison en terre. Ce travail pédagogique en situation réelle mérite d'être affiné pour garantir une mise en œuvre des solutions, mais les conditions d'accès à l'acquisition de compétences professionnelles sont réunies en permettant de prendre la mesure de l'ensemble des facteurs à prendre en compte ainsi que les limites de l'étude effectuée. Un chantier pédagogique d'isolation de la toiture est prévu dans l'appel d'offre de poursuite du projet pédagogique, afin de mieux corréler les résultats de simulations et de mesures. Ce chantier pédagogique se déroulerait en partenariat avec l'ENSAG et la formation DSA construction Terre dans le cadre de l'UE Matériaux Bio-sourcés du M2 GC.

REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le programme de l'IDEX Formation qui a permis le financement du projet e-CoLoS! et l'élaboration des enseignements correspondants. L'accès au serveur de mesure pour des activités collaboratives peut être obtenu auprès de Dominique Daudon.

REFERENCES

Bruno, A. W., Gallipoli, D., Perlot, C., Kallel, H. (2020). Thermal performance of fired and unfired earth bricks walls. *Journal of Building Engineering*, 28. https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.101017

Consoli, I. O., Andrade, C. A. R., Tabalipa, N. L., Analysis of Heat Balance in a Light Steel Frame Residence with Different Insulating Thickness. *KnE Engineering*. 5(6), p. 547–557. 2020. https://doi.org/10.18502/keg.v5i6.7077.

Daudon, D., & Joussellin, F. (2019). Enseigner la construction soutenable en terre à l'UGA "projet IDEx formation : e-CoLoS !. *Academic Journal of Civil Engineering*, Special Issue - RUGC 2019 Sophia Antipolis, 37(1), 389-392. https://doi.org/10.26168/ajce.37.1.78

INRS, Travail à la chaleur. [En ligne] https://www.inrs.fr/risques/chaleur/ce-qu-il-faut-retenir.html.

Sieffert, Y. Huygen J.M., Daudon D. Sustainable construction with repurposed materials in the context of a civil engineering–architecture collaboration. Journal of Cleaner Production. Volume 67, 15 March 2014, Pages 125-138.

Andrianaliseta, MLL Mahamoud, Y. (2021) rapport de Bureau d'études : approfondissement thermique , M2GC, UGA, Janvier 2020.

Comportement résiduel des poutres en béton armé (avec ou sans renforcement par TRC) exposées à haute température

Roufaida ASSAL[1], Xuan Hong VU[1], Manal BOUASRIA[2], Emmanuel FERRIER[1]

[1] *Université de LYON, U.C.B. LYON 1; Lab. Matériaux Composites pour la Construction LMC2, France.*

[2] *COMUE Normandie Université – Laboratoire ESITC, 1 Rue Pierre et Marie Curie, 14610 Epron, France*

RESUME Ce papier présente la caractérisation expérimentale du comportement thermique et mécanique résiduel des poutres en béton armé (BA) exposées à différentes températures (20°C, 620°C, 770°C, 1100°C). Après exposition à un niveau de température voulu, les poutres ont été ensuite refroidies jusqu'à la température ambiante. Certaines poutres préchauffées-refroidies ont été renforcées avec le composite mortier/textiles en carbone (TRC). Les résistances mécaniques résiduelles des poutres préchauffées, avec/sans renforcement par TRC, ont été ensuite caractérisées par le biais d'un essai de flexion de 4 points. Les résultats obtenus mettent en évidence l'effet de haute température sur le comportement thermique et mécanique résiduel des poutres. Ce papier présente aussi la contribution du TRC au comportement résiduel des poutres.

Mots-clefs Poutre, béton armé, haute température, comportement résiduel, composite TRC

I. INTRODUCTION

Lors que les structures en béton armé (BA) sont exposées à un incendie, les températures peuvent monter jusqu'à 1100°C. Dans la littérature, certaines études [P. Thanaraja et al. (2020) ; A.H. Akca et al (2020)] ont étudié les performances des structures en BA exposées à un feu normalisé ISO 843. Le composite mortier/textile (Textile Reinforced Concrete, TRC) est de plus en plus utilisé comme une solution pour la réparation/renforcement des ouvrages de génie civil. A l'échelle matériau, grâce aux bonnes propriétés thermiques des TRC, certaines investigations ont été faites afin d'étudier le comportement en traction des TRC à différentes températures [Tran M.T. et al (2019)]. A l'échelle de la structure, certains auteurs [Raoof S. et al. (2017)] ont étudié le comportement des poutres en BA renforcées par TRC. Jusqu'à maintenant, il y a encore peu d'études qui s'investissent dans la résistance résiduelle des poutres en BA exposées à haute température. Cette étude s'intéresse à la caractérisation du comportement thermique et résiduel des poutres en BA, avec/sans renforcement par TRC, exposées à différentes températures (de 20°C à 1100°C).

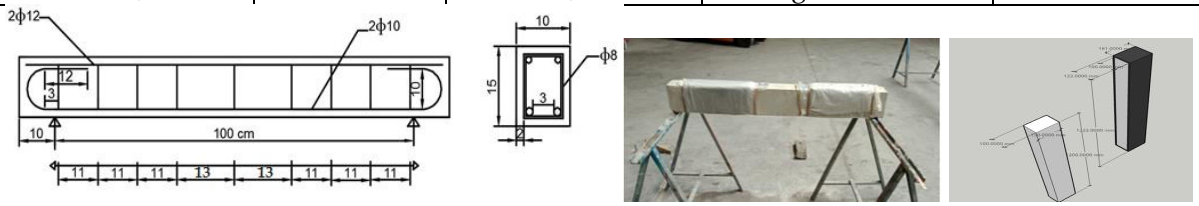
II. PROCEDURE EXPERIMENTALE

A. Poutres en BA et matériaux

Le béton conçu pour les poutres est C20/25 (affaissement de 13cm). La taille maximale des grains du gravier est de 10mm et celle des grains du sable est de 4mm. La formulation du béton (pour un m^3) est la suivante : gravier roulé 2-10 mm (986 kg) ; sable 0-4mm (840 kg) ; ciment CEM II 32,5 (336 kg) ; eau (190 kg); superplastifiant (1 kg). Les armatures choisies sont de type S500 (limite d'élasticité de 500 MPa). Le dimensionnement des poutres a été fait selon l'Eurocode 2. En raison de la taille du four électrique utilisé, les dimensions de la poutre sont les suivantes : longueur de 1,2m, hauteur de 0,15m et largeur de 0,1 m (Figure 1a). Ce dimensionnement (avec 2 barres d'armature ∅10 en zone tendue et 2 barres d'armature ∅12 en zone comprimée de la poutre) a été fait pour le but de compenser les forces (qui seront apportées par TRC) et à éviter la rupture de la poutre par compression du béton. Le composite mortier/textile, nommé F-GC2, pour le renforcement des poutres de BA (après réchauffées-refroidies) est composé d'une matrice réfractaire et des textiles en carbone [Tran M.T. et al. 2019]. Le comportement thermomécanique de ce composite à différents niveaux de température (variant de 20°C à 700°C) a été étudié [Tran M.T. et al. 2019]. Les poutres préparées et testées sont présentées dans le Tableau 1. En totalité, il y a sept poutres testées. Après l'essai thermique à 1100°C, la poutre (P4-*) a été thermiquement endommagée et n'a pas pu être testée en flexion de 4 points. La mise en place du TRC sur les poutres préchauffées-refroidies (P6-*-TRC1 ; P7-*-TRC2) a été effectuée par la technique de moulage au contact. La poutre P6-*-TRC1 a été renforcée par deux plaques transversales de TRC dans la zone de cisaillement de la poutre (voir Figure 1b). La poutre P7-*-TRC2 a été renforcée par les plaques de TRC sur plusieurs faces (sauf la face recevant le chargement mécanique (Figure 1c)). Ces deux poutres ont été conservées dans l'air ambiant du laboratoire pendant un mois avant les essais mécaniques.

TABLEAU 1. Poutres préparées et testées dans cette étude

Poutre	**Température (°C)**	**Vitesse de chauffe** (°C/min)	**Renforcement par TRC**	**Essai en flexion (4 points)**
P1-20C	20	-	Non	Oui
P2-620C-v1,7	620	1,7	Non	Oui
P3-770C-v1,7	770	1,7	Non	Oui
P4-1100C-v6,7	1100	6,7	Non	Non
P5-770C-v6,7	770	6,7	Non	Oui
P6-770C-v6,7-TRC1	770	6,7	Configuration TRC1	Oui
P7-770C-v6,7-TRC2	770	6,7	Configuration TRC2	Oui



(a) (b) (c)

FIGURE 1. a) Poutre en BA : dimension et disposition du ferraillage; (c, b) Poutres (préchauffées-refrodies) renforcées selon les configurations TRC1 (b) et TRC2 (c)

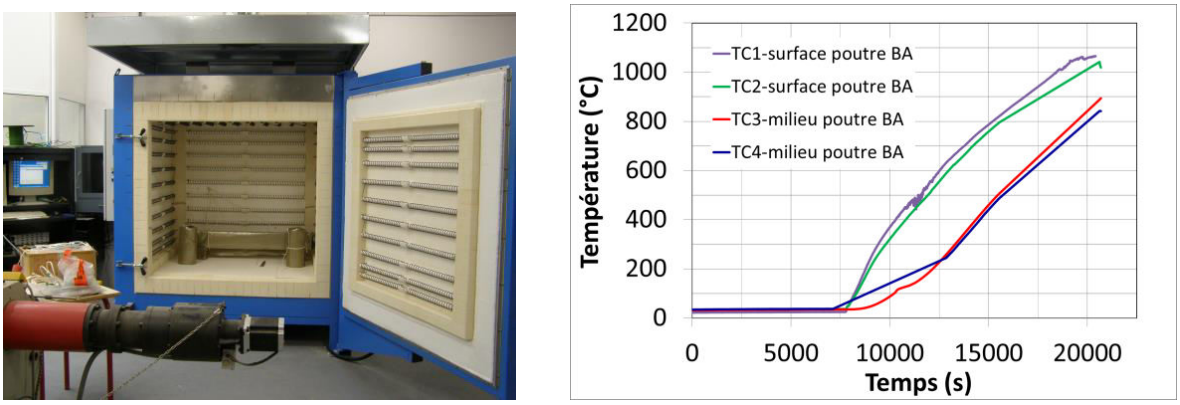
B. Outils expérimentaux

Les essais de chargement thermique à haute température des poutres ont été réalisés par le four industriel FI-1100°C du LMC2 (voir Figure 2a). Le four (avec volume de 1,6 m^3 et dimensions

suivantes : longueur de 1,3 m, profondeur de 1 m, hauteur de 1,2 m) permet de chauffer les structures jusqu'à 1100°C. Les poutres préchauffées-refroidies ont ensuite été testées par essai de flexion de 4 points (Figure 3b) grâce à la machine Wolpert de capacité de 1000kN (Figure 3a). Ces essais ont été effectués avec un pilotage en déplacement (vitesse de 1 mm/min). La force totale appliquée sur la poutre a été mesurée par un capteur de force. La flèche de la poutre au milieu de la poutre a été mesurée par le capteur de déplacement de la traverse et le capteur LVDT.

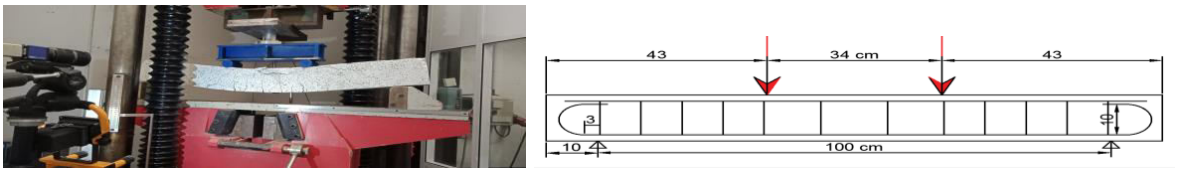
III. RESULTAT EXPERIMENTAL

La figure 2b présente les phases de réchauffement d'une poutre en BA qui a été testée avec une température de 1100°C avec une vitesse de chauffe de 6,7°C/minute. Le résultat de cet essai montre qu'après 13200 secondes (ou 3,7 heures), les températures extérieures de la poutre atteignent 1100°C et les températures intérieures de la poutre atteignent 900°C.



(a) (b)

FIGURE 2. (a) Four FI-1100°C (LMC2) et poutre testée : (b) Comportement thermique d'une poutre chauffée à 1100°C avec une vitesse de chauffe de 6,7°C/minute (P4-1100C-v6,7); réponses des thermocouples à la surface de la poutre (TC1, TC2) et au milieu de la poutre (TC3, TC4).

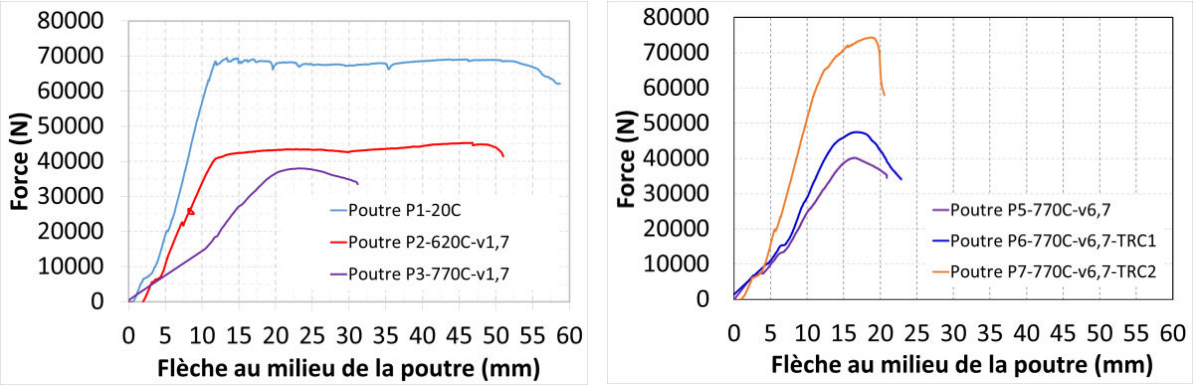


(a) (b)

FIGURE 3 : Essai de flexion de 4 points sur la poutre en BA préchauffée-refroidie : (a) Poutre testée et machine Wolpert (LMC2) ; (b) Points d'application des chargements

La figure 4a présente la relation entre la force totale et la flèche au milieu des poutres en BA (poutre témoin P1-20C ; P2-620C-v1,7 et P3-770C-v1,7). La résistance résiduelle (le pic) de la poutre préchauffée à 620°C a diminué environ 65% par rapport à celle de la poutre témoin. La poutre préchauffée à 770°C a diminué à 54% par rapport à celle de la poutre témoin. La figure 4b présente la relation entre la charge totale et la flèche au milieu des poutres (P5-770C-v6,7 ; P6-770C-v6,7-TRC1 ; P7-770C-v6,7-TRC2). Avec la configuration de renforcement TRC1, la résistance résiduelle de la poutre a augmenté de 40149 N à 47157 N. On observe que la résistance résiduelle

de la poutre renforcée selon la configuration TRC2 a augmentée à 75000 N qui présente un gain de résistance de 59% en passant de la configuration TRC1 à la configuration TRC2.



(a) (b)

FIGURE 4. Force-flèche (poutre): a) poutres témoin et préchauffées à 660°C, 770°C (1,7°C/min); b) poutres préchauffées à 770°C (6,7°C/min) et renforcées selon la configuration TRC1 ou TRC2.

IV. CONCLUSION

Cette étude a permis de déterminer d'étudier le comportement thermique et mécanique résiduel des poutres à différentes températures. Les résultats des essais thermomécaniques ont montré que l'augmentation de la température a une influence directe sur le comportement résiduel des poutres en BA. Cette perte de résistance est due à des modifications physico-chimiques du béton et la dégradation des armatures. Le renforcement des poutres préchauffées (770 °C) - refroidies avec deux configurations TRC1 et TRC2 a montré que l'emplacement de deux plaques de TRC dans la zone de rupture par effort tranchant (configuration TRC1) n'est pas suffisant pour garantir la récupération de la force. Le renforcement sur plusieurs faces de la poutre préchauffée-refroidie (configuration TRC2) a permis d'obtenir une force maximale (75000 N) de la poutre qui est plus grande que la force maximale (70000 N) de la poutre de référence testée à 20 °C. Ce résultat a contribué à mettre en évidence la méthode et les avantages de la solution de renforcement avec le TRC pour l'augmentation de la résistance résiduelle des poutres préchauffées-refroidies.

REFERENCES

Thanaraja D.P., Na A., Arulraja P., Al-Jabrib K. (2020), *Investigation on structural and thermal performance of reinforced concrete beams exposed to standard fire*, Journal of Building Eng., 32, 101764.

Akcaa A.H., Özyurt N. (2020), *Post-fire mechanical behavior and recovery of structural reinforced concrete beams*, Constr. Build. Mater. Journal, vol. 253, 119188.

Tran M.T., Vu X.H., Ferrier E. (2019). *Mesoscale experimental investigation of thermomechanical behaviour of the carbon textile reinforced refractory concrete under two simultaneous actions of mechanical loading and elevated temperature.* Constr. Build. Mater. Journal, vol. 217; 156–171

Raoof S., Bournas D. (2017), *TRM versus FRP in flexural strengthening of RC beams: Behaviour at high temperatures*, Constr. Build. Mater. Journal, v.154.

Vieillissement naturel du béton armé : expérimentations in situ du PN PERFDUB

L. Adelaïde[1], P. Barthelemy[2], N. Blanchard[3], A. Bonnet[1], V. Bouteiller[1], M. Bouichou[4], R. Cherif[3], F. Cussigh[5], V. Da-Silva[1], P.-Y. Mahieux[3], J. Mai-Nhu[2], E. Marie-Victoire[4], M. Rakarabo[4], Ph. Turcry[3]

[1] *Université Gustave Eiffel, Département Matériaux et Structures – Laboratoire Expérimentation et Modélisation pour le Génie Civil et Urbain, Marne la Vallée*

[2] *CERIB, Epernon*

[3] *LaSIE, Laboratoire des Sciences de l'Ingénieur pour l'Environnement, UMR 7356 CNRS, La Rochelle Université, La Rochelle*

[4] *Laboratoire de Recherche des Monuments Historiques, Centre de Recherche sur la Conservation (CRC-USR 3224), Muséum national d'Histoire naturelle, CNRS, Sorbonne Universités, Champs-sur-Marne*

[5] *Vinci Construction France, Nanterre*

RESUME Dans le cadre du Projet National PERFDUB, un vaste programme expérimental a été lancé sur des corps d'épreuve en béton armé positionnés dans différents milieux naturels. Un suivi du vieillissement du béton et de la corrosion des aciers est prévu sur 20 ans. Les objectifs de l'étude sont multiples : caractériser les performances des bétons en carbonatation et/ou en milieu marin, constituer une base de données sur différentes compositions, évaluer les modèles de prédiction de la durabilité des bétons et de la propagation de la corrosion, évaluer des méthodes d'auscultation non destructive des structures en béton armé. L'article présente le programme expérimental ainsi que les premiers résultats.

Mots-clefs : béton armé, durabilité, corrosion, environnement naturel, instrumentation

I. INTRODUCTION

Les matériaux cimentaires ont toujours fait l'objet de recherches en milieu naturel en complément des études au laboratoire. La plateforme dans le Vieux Port de La Rochelle donne un bon exemple de ce type d'investigations puisqu'on y trouve encore des éprouvettes placées vers 1850 pour étudier en milieu marin le ciment de Louis Vicat. Dans une même stratégie, une vaste campagne a été lancée par le Projet National PERFDUB en 2020 pour un suivi *in situ* de corps d'épreuve en béton armé. Prévu sur 20 ans, ce programme a pour objectif d'étudier l'initiation et la propagation de la corrosion des aciers dans 13 bétons soumis à la carbonatation et/ou à la pénétration des ions chlorure. Cette campagne permettra d'obtenir des données pour évaluer la validité de modèles de

prédiction de la durabilité du béton armé, mais également de tester des méthodes d'auscultation des structures. Nous présentons ici le programme expérimental et les premiers résultats.

II. PROGRAMME EXPERIMENTAL

Le programme porte sur 13 bétons formulés avec deux niveaux de rapport eau efficace sur liant, égal à 0,60 et inférieur ou égal à 0,45. Chaque béton comporte un liant particulier, d'un ciment CEM I à des liants contenant des additions minérales telles que des cendres volantes, un filler calcaire, des laitiers de haut fourneau, une fumée de silice, une addition siliceuse, un métakaolin. Les résistances à la compression de ces bétons à l'âge de 28 jours s'étendent de 30 MPa à 100 MPa.

Les bétons ont été utilisés pour la fabrication de corps d'épreuve armé avec des barres d'acier de 10 mm de diamètre, ronds lisses (RL10) et haute adhérence (HA10). Les ronds lisses sont représentatifs des ouvrages anciens. L'utilisation de ces deux types d'armatures permettra de comparer les réponses obtenues avec différentes techniques d'auscultation non destructives.

Les corps d'épreuve sont des murs d'une largeur de 0,16 m pour une surface de 1 m² dont la stabilité doit être assurée par un pied de 0,40 m de large. La Fig. 1a montre le ferraillage liaisonnant le pied et le mur. Les barres HA10 et RL10, qui font l'objet du suivi de la corrosion, sont "individuelles" car non connectées au reste du ferraillage. L'épaisseur d'enrobage des armatures est de 10 mm sur une face et de 20 mm sur la face opposée. Ce double choix résulte d'un compromis entre la représentativité des dispositions constructives en vigueur et la volonté d'obtenir des résultats sur des échelles de temps différentes et compatible avec la durée d'étude envisagée. Deux corps d'épreuve par formulation ont été coulés et positionnés chacun sur deux sites d'exposition différents (décrits ci-après). Une campagne de carottages est prévue sur 20 ans pour un suivi du vieillissement du matériau (carbonatation, porosité, propriétés de transfert, etc.) et une détermination de profils (par exemple de la concentration des ions chlorure). Les corps d'épreuve sont examinés annuellement avec des méthodes non destructives, notamment pour détecter l'initiation de la corrosion.

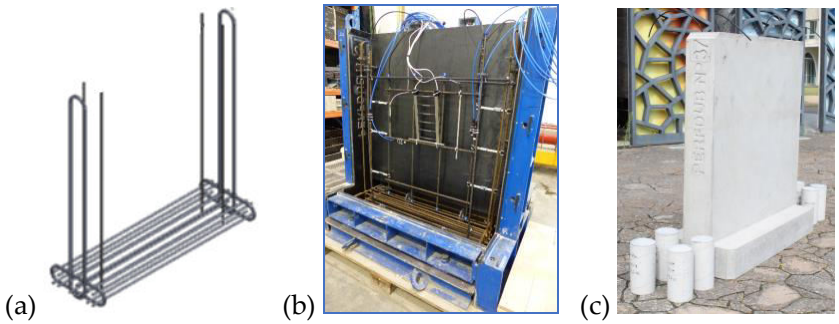
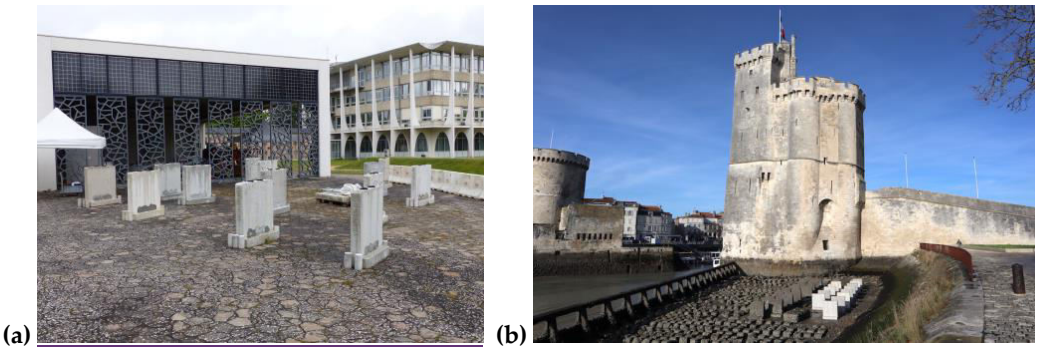


FIGURE 1. Corps d'épreuve : (a) ferraillage, (b) coffrage d'un mur instrumenté, (c) après décoffrage.

En plus de ces 26 corps d'épreuve, des versions instrumentées ont été fabriquées afin de suivre en continu l'évolution du béton et des armatures (Fig. 1b). Des capteurs noyés ou placés dans des réservations permettent de mesurer le potentiel des armatures, la résistivité du béton, le courant,

la température et l'humidité relative. Ces corps d'épreuve instrumentés ont été fabriqués avec 3 bétons choisis parmi les 13 étudiés.

La moitié des corps d'épreuve non instrumentés est installée sur le site du CERIB où ils subiront une carbonatation correspondant à la classe d'exposition XC4 (Fig. 2a). L'autre moitié est soumise à un marnage sur la plateforme Saint-Nicolas à La Rochelle (Fig. 2b). Cette exposition aux ions chlorure correspond à la classe XS3. Les murs instrumentés seront aussi placés en extérieur : 3 en carbonatation sur le campus de l'Université Gustave Eiffel à Marne-La-Vallée (classe XC4) et 3 soumis aux embruns marins sur le site d'Eqiom au Port Atlantique de La Rochelle (classe XS3e).

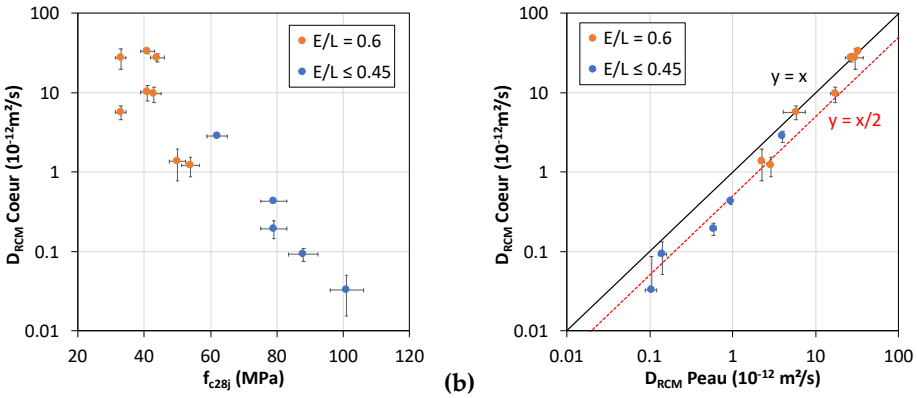


(a) (b)

FIGURE 2. Sites de vieillissement naturel des corps d'épreuve : (a) site de carbonatation atmosphérique du CERIB à Epernon, (b) site de marnage au pied de la Tour Saint-Nicolas à La Rochelle.

III. PREMIERS RESULTATS

Le coefficient de migration des ions chlorure (D_{rcm}) a été déterminé selon la norme XP P 18-462 à plus de 180 jours sur 3 carottes de diamètre 80 mm issues des corps d'épreuve. La Fig. 3a montre la grande étendue de performances des bétons de l'étude (Rozière et al, 2009). Le coefficient de migration obtenu sur carottes prélevées en peau des murs est une à plus de deux fois supérieur à celui obtenu au cœur (Fig. 3b). La peau est a priori dégradée par différents phénomènes (hydratation incomplète, carbonatation, fissuration).



(a) (b)

FIGURE 3. Coefficient de migration des chlorures obtenu sur carottes prélevées au cœur du mur en fonction de la résistance à 28 jours (a) et du coefficient obtenu sur carottes en peau du mur (b).

La Fig. 4 donne, à titre d'exemple, l'évolution de la résistance électrique du béton à différentes profondeurs dans le mur depuis la fabrication et la mise en exposition en conditions naturelles à Epernon sur une centaine de jours. Ces résultats ont été obtenus grâce aux mesures en continu d'un capteur MultiRingElectrode noyé dans le mur instrumenté du béton 31. On observe un effet marqué des cycles d'humidification / séchage en peau du mur (5-10mm), voire bien au-delà après 28 jours. Au cœur du mur, l'augmentation de la résistance électrique jusqu'à environ 90 jours est la conséquence de l'hydratation lente du ciment au laitier utilisée pour ce béton. Ces résultats illustrent l'intérêt d'un capteur noyé pour le suivi d'ouvrages en béton armé, car l'état hydrique et la résistivité sont les principaux paramètres influençant la corrosion (Bouteiller et al. 2021).

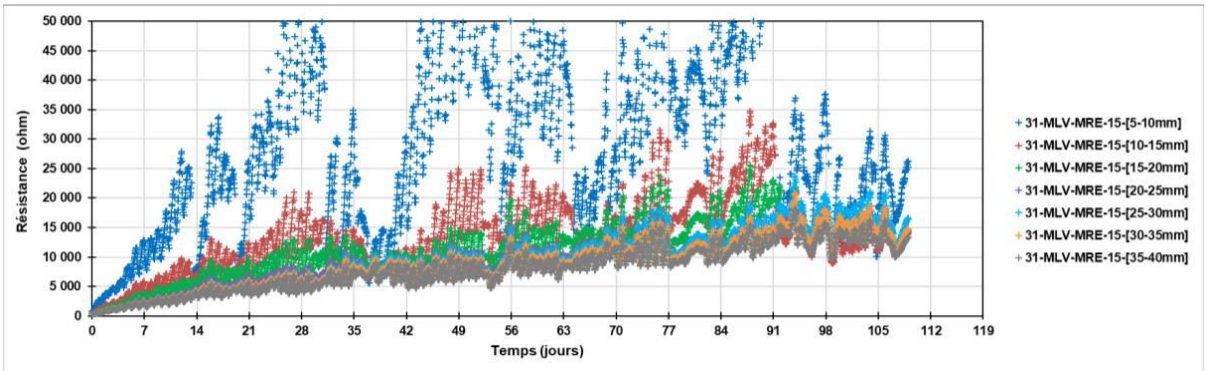


FIGURE 4. Suivi en continu de la résistance du béton à différentes profondeurs dans le mur instrumenté fabriqué avec la composition 31 exposé à Epernon sur une centaine de jours après le coulage.

IV. CONCLUSIONS

Le programme sur corps d'épreuve conservés en conditions naturelles lancé au terme du PN PERFDUB est prometteur puisque après 2 ans beaucoup de résultats ont déjà été accumulés. A n'en pas douter, ce programme sera riche en données visant à faire le lien entre les propriétés du béton d'enrobage et la corrosion des armatures, selon les environnements et l'âge du corps d'épreuve, pour la communauté scientifique et les maitres d'ouvrages.

REFERENCES

Rozière, E., Loukili, A., Cussigh, F. (2009). A performance-based approach for durability of concrete exposed to carbonation. *Construction and Building Materials*, 23(1), 190-199.

Bouteiller, V., Adelaïde, L., Marie-Victoire, E., Bouichou, M., Thauvin, B., Villain, G. Non Destructive Testing and Corrosion Health Monitoring of reinforced concrete slabs submitted to chloride ions diffusion during five years, Proceedings of the fib CACRCS DAYS 2021, Capacity Assessment of Corroded Reinforced Concrete Structures, on-line event 30th November - 3rd December, 2021, Edited by: Beatrice Belletti, Dario Coronelli

Sensitivity analysis in the modelling of debris flow with coupled CFD-DEM

Ali OSAIRAN[1], Bastien CHEVALIER[1], Rime CHEHADE[1]
1 Université Clermont Auvergne, CNRS, Clermont Auvergne INP, Institut Pascal, F-63000 Clermont-Ferrand, France

ABSTRACT
Due to socio-economic development and climate change, geological disasters such as landslides and floods are expected to increase. In mountainous areas, these geohazards are often caused by heavy storms. Natural disasters such as debris flows (DF) and rockfalls usually occur within natural terrain areas. Since urbanization in many cities, hills have always been incorporated into residential areas. Therefore, debris flow poses a risk to infrastructure and human life increasing the need to predict debris flow impacts for vulnerability and risk assessment. Our general approach proposes debris flow modeling that can derive its impact on the structure where previous model is used to simulate the interaction of debris with structures. The objective of our current work is to perform a parametric study to analyze the effects of REV porosity, ground-particle fi fluid density on debris flow characteristics consequently affecting the impact force on the structure.
Keywords: Debris flow, impact force, vulnerability

I. INTRODUCTION

The challenge of evaluating the impact of debris flow on structures is due to debris flow diversity and complexity, and different types of structures and their exposure. Many experimental studies have focused on the quantification of pressure induced in structures: field measurements, outdoor channel experiments, small and miniaturized experiments. However, these approaches are not economical and are difficult to repeat. Numerical modeling helps overcome the shortcomings of experimental measurements by allowing advanced analysis of the parameters that characterize DF. A granular fluid model is proposed to estimate the effect of lahar on a pillar, based on the Distinct Element Method using PFC3D and individual CFD calculation results by Telemac 3D (Chehade et al. 2021).

II. MODEL

The model is intermediate between purely granular and purely fluid where a one-way coupling exists. The effect of the fluid phase on particles was only considered by calculating the buoyancy and drag forces acting on the particles. The model of the fluid is first calibrated without presence of pillar. Buoyancy generates an upward force on the particle and is calculated according to the following formula:

$$\boldsymbol{Fb} = -\boldsymbol{\rho v g z} \quad \textbf{(1)}$$

where $\boldsymbol{\rho}$ is the fluid density, $\mathbf{v}$ is the particle volume, g is the gravitational acceleration and z is the unit vector. Drag is a force acting by a fluid to the particles resulting from the difference of velocity between them.

$$\boldsymbol{Fd} = \frac{1}{2}\, \boldsymbol{C\rho} \frac{\boldsymbol{\pi d^2}}{\boldsymbol{4}} \boldsymbol{\|Vf - Vb\|(Vf - Vb)n^{-\xi+1}} \quad \textbf{(2)}$$

where ρ is the density of the fluid, d is the particle diameter, V_f and V_b are the velocities of the fluid and the particle respectively. C is the drag coefficient and is written by:

$$C = \frac{24}{Rep}(1 + 0.15Rep^{0.681}) + \frac{0.407}{1+\frac{8710}{Rep}} \quad (3)$$

Rep is the particle Reynold's number and is expressed in terms of the kinematic viscosity η_f of the fluid

$$Rep = \frac{\|Vf - Vb\|}{\eta f} \quad (4)$$

As proposed in Zhao et al. (2014), a correction factor depending on the solid fraction n in the flow to consider the influence of the particle concentration and the contacts between particles, where:

$$\xi = 3.7 - 0.65exp\left[\frac{-(1.5 - logRep)^2}{2}\right] \quad (5)$$

A channel is supplied with particles through a chamber containing a representative elementary volume (REV). Particles move towards the channel entrance where a pillar exists with a fixed velocity equal to the velocity of the fluid phase (3 m/s), then are released once they enter the channel. The characteristics of the simulated DF is given in Figure 2. The channel slope is 2% and is surrounded by walls. The pillar is 8m heigh, divided into 20 zones, 0.4 m heigh and perfectly fixed to the ground.

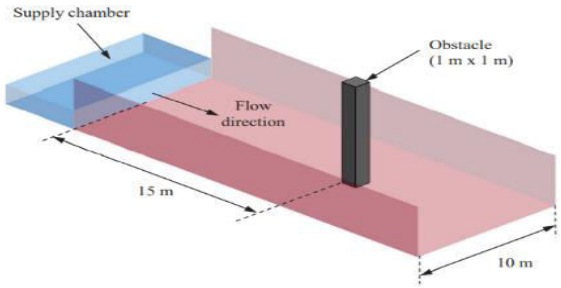


Figure 1: Artificial channel (Chehade et al.2021)

Property calibration	
Density of particles (kg/m³)	2500
Fluid density (kg/m³)	1100
Dynamic viscosity (Pa.s)	0.048
Friction particle-particle	0.4
Friction particle-wall	0.0
Rolling resistance	0.2

DFs characteristics obtained	
Solid concentration (%)	**55**
Apparent density (kg/m³)	**1867**
Flow rate (m³/s)	**40**

Figure 2: Debris flow characteristics (Chehade et al.2021)

The results of the proposed numerical model having a flow height 1.5 m and a velocity of 3 m/s were verified with other empirical formulas based on experimental approaches. The comparison shows good agreement with variation of Froude number, the ratio of inertial to gravitational forces.

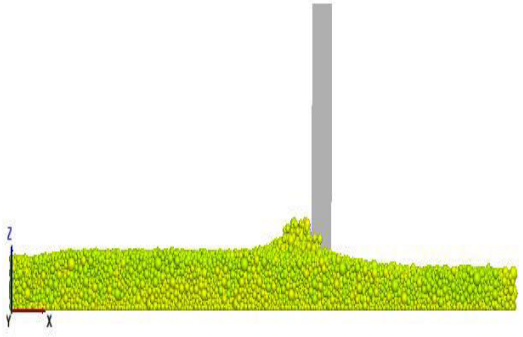


Figure 3: Flow of particles against pillar

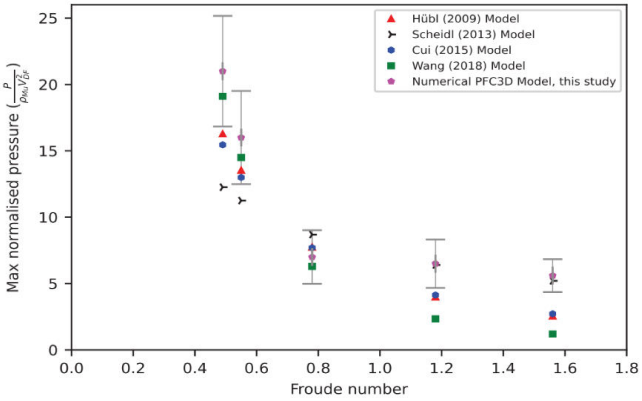


Figure 4: Comparison of numerical model with empirical models (Chehade et al. 2021)

III. SENSITIVITY ANALYSIS OF DEBRIS FLOW CHARACTERISTICS

It is desired to study the effect of REV porosity, friction between walls and particles, and fluid density on the flow characteristics, hence on the average impact force. The dynamic force at each zone was calculated numerically and assumed to impact the center of each zone. The static force at each zone was calculated according to this formula:

$$\boldsymbol{F}static = \boldsymbol{\rho g}[Z - z(i)] \quad \textbf{(6)}$$

$\boldsymbol{\rho}$ is the fluid density, g is the gravity, Z is the accumulation height or particles around pillar, and zi is the height of the center of each zone of the pillar. Then, then the average dynamic and average static force at each zone were added to calculate the average total force on the pillar and its position of impact.

$$\boldsymbol{Faverage} = \sum_{i=1}^{20}[\boldsymbol{F(i+1)} + \boldsymbol{F(i)}] * (\frac{0.4}{2}) \quad \textbf{(7)}$$

$$\boldsymbol{Position} = \frac{\sum_{i=1}^{20} \boldsymbol{F(i)} * \boldsymbol{z(i)}}{\sum_{i=1}^{20} \boldsymbol{F(i)}} \quad \textbf{(8)}$$

A. REV Porosity

The results are shown in the following table.

Table 1: Analysis of sensitivity to REV porosity

Porosity (REV)	Velocity (m/s)	Flow Height (m)	Z (m)	Static Force (kN)	Dynamic Force (kN)	Total Force (kN)	Position (m)
0.45	2.13	1.95	2.59	31.70	58.00	89.70	0.86
0.50	2.12	1.78	2.30	26.33	49.01	75.34	0.80
0.55	2.12	1.61	2.17	21.00	40.02	61.02	0.77

Here, it is interesting to notice that varying the REV porosity also has a hidden effect on the impact pressures since it significantly affects the flow height. With an increase of REV porosity, we notice a decrease in the flow height and hence less impact pressures on the structure.

B. Ground-Particle Friction

In general, the friction force applied during any motion will have an effect on the response of the overall system. It is also desired to study the effect of the friction with the bottom of the channel to mimic the interaction of debris particles with the terrain. Therefore, several values of ground-particle friction were taken into account and the results are provided in the following table.

Table 2: Analysis of sensitivity to ground-particle friction

Friction	Velocity (m/s)	Flow Height (m)	Z (m)	Static Force (kN)	Dynamic Force (kN)	Total Force (kN)	Position (m)
0	3.2	1.27	2.30	26.33	49.01	75.34	0.80
0.1	2.82	1.40	2.45	27.51	54.81	82.32	0.86
0.2	2.6	1.50	2.41	23.84	57.40	83.96	0.87
0.5	2.12	1.78	2.41	26.56	45.26	71.82	0.85

Table 2 shows that with the increase of ground-particle friction, we have a decrease in the velocity of the flow and increase its flow height. By analyzing the results, we deduce that there is no specific trend due to the effect of particle-ground friction on the impact forces.

C. Fluid Density

In the model understudy, the effect of fluid on particles is taken into consideration by the action of buoyancy and drag. These two forces are in function of fluid density according to equations 1 and 2. Therefore, a sensitivity analysis of the fluid density parameter is performed to analyze its effect on the flow characteristics.

Table 3: Analysis of sensitivity to fluid density

F.Density (REV)	Velocity (m/s)	Flow Height (m)	Z (m)	Static Force (kN)	Dynamic Force (kN)	Total Force (kN)	Position (m)
1100	2.12	1.80	2.41	26.33	49.01	75.34	0.80
1200	2.19	1.75	2.41	28.48	50.45	78.94	0.83
1300	2.25	1.70	2.33	29.15	48.85	78.00	0.85

Table 3 indicates that the increase of fluid density affects the flow characteristics. We can notice a slight increase in the flow velocity and a decrease in the flow height. There is no significant variation in dynamic forces, whereas static forces increase with fluid density.

IV. CONCLUSION

Using the Distinct Element Method, a numerical model was developed of debris flow based on explicit modeling of particles that takes into account the effects of fluids. Its role is to calculate the impact forces of the debris on a pillar. It was shown that the REV porosity, fluid density, and wall-particle friction affect the flow characteristics and impact forces. For the future work, it is interesting to study the effect of other parameters like canal slope and boundary conditions of the structure.

REFERENCES

Bugnion L, McArdell BW, Bartelt P, Wendeler C (2012) Measurements of hillslope debris flow impact pressure on pillars. Landslides 9(2):179-187. https://doi.org/10.1007/s10346-011-0294-4

Matthias Jakob, Steven Lambert (2009). Climate change effects on landslides along the southwest coast of British Columbia. Geomorphology, Volume 107, Issues 3-4, Pages 275-284. https://doi.org/10.1016/j.geomorph.2008.12.009

Rime Chehade, Bastien Chevalier, Fabian Dedecker, Pierre Breul, Jean-Claude Thouret (2021). Discrete modelling of debris flows for evaluating impacts on structures. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, Springer Verlag, 2021, 80 (8), pp.6629. https://doi.org/10.1007/s10064-021-02310-6

Scheidl, C., Chiari, M., Kaitna, R., Müllegger, M., Krawtschuk, A., Zimmermann, T., Proske, D., (2013). Analysing Debris-Flow Impact Models, Based on a Small Scale Modelling Approach. Surv. Geophys. 34, 121–140. https://doi.org/10.1007/s10712-012-9199-6 Wesley Ashwood and Oldrich Hungr (2016). Estimating total resisting force in flexible barrier impacted by a granular avalanche using physical and numerical modeling. Canadian Geotechnical Journal, Volume 53. https://doi.org/10.1139/cgj-2015-0481

Structuration d'une filière de valorisation transfrontalière des tiges de maïs et de tournesol pour la construction

Méryl Lagouin[1], Didier Bire[1], Jean-Baptiste Bory[2], Philippe Evon[2], Laurent Labonne[2], Aurélie Laborel-Préneron[1], Camille Magniont[1]

[1] Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC), Université de Toulouse, INSA, UPS, Toulouse, France

[2] Laboratoire de Chimie Agro-industrielle (LCA), Université de Toulouse, INRAE, INPT, Toulouse, France

RESUME SAVASCO est un projet INTERREG V-A Espagne - France - Andorre (POCTEFA 2014-2020), qui vise à structurer une filière de construction innovante et éco-efficiente à base de tiges de maïs et de tournesol. Implantée sur le territoire transpyrénéen, le projet doit permettre de contribuer à la réduction des impacts environnementaux du secteur du bâtiment. Le travail présenté s'appuie sur la caractérisation de granulats végétaux produits dans le cadre du projet pour développer des solutions constructives innovantes et performantes à base de maïs et de tournesol.

Mots-clefs agroressources, terre allégée, agrobétons, biosourcés, projection

I. INTRODUCTION

Le travail réalisé vise à la StructurAtion d'une filière de Valorisation transfrontalière des tiges de mAïs et de tourneSol pour la COnstruction (SAVASCO). Inscrit dans le cadre d'un projet INTERREG V-A Espagne – France – Andorre (POCTEFA 2014-2020), les activités de SAVASCO sont implantées sur le territoire transpyrénéen et doivent permettre de contribuer à la réduction des impacts environnementaux du secteur du bâtiment. Pour ce faire, le projet vise notamment au développement de procédés de collecte et de transformation des tiges de maïs et de tournesol à un coût modéré pour la production de granulats végétaux aux caractéristiques physico-chimiques maîtrisées ainsi qu'à la formulation et la caractérisation de matériaux de construction à partir des granulats produits. Les matériaux développés permettront la construction de deux prototypes instrumentés pour permettre le suivi de leur comportement thermohygrique ainsi que de leur efficacité énergétique sera assuré. Conjointement, une évaluation, sur la base de l'Analyse du Cycle de Vie des performances environnementales, économiques et sociales des produits de construction développés est conduite. Enfin, l'identification et la mise en réseau des acteurs des filières productrices des granulats végétaux, de développement, de mise en œuvre et de prescription des produits de construction à base de tiges de maïs et de tournesol devraient être réalisées.

Le travail présenté ici se focalise sur la production et la caractérisation des granulats de maïs et de tournesol pour le développement d'agrobétons, de terres allégées et de panneaux isolants 100% biosourcés.

II. CARACTERISATION DES GRANULATS VEGETAUX

La collecte des tiges de maïs et de tournesol est menée à la demande de la Federació de Cooperatives Agràries de Catalunya par des agriculteurs membres de la Cooperativa Agrícola de Castelló d'Empúries. Après séchage jusqu'à une humidité permettant la limitation de la prolifération microbienne au stockage, chaque lot collecté a fait l'objet d'un fractionnement de la tige par broyage. Un traitement mécanique par aspiration et soufflage a été appliqué aux tiges de tournesol afin de produire deux fractions distinctes : l'écorce et la moelle, les deux phases principales des tiges. Ces étapes de fractionnement permettent la production de sept granulats différents : broyat de tiges entières de maïs, broyat de tiges entières de tournesol (avec et sans défilage), écorce de tournesol (granulométrie complète, petites particules et grandes particules) et concentrat de moelle de tournesol. Une chènevotte de chanvre calibrée et commercialisée, servant de granulat de référence, est également caractérisée.

Les protocoles mis en œuvre pour la caractérisation des granulats sont adaptés de travaux de recherche (Ratsimbazafy, 2022) ou de recommandations existantes dans la littérature (Amziane et al., 2017). Les propriétés physico-chimiques des granulats sont déterminées.

Les principaux résultats de la caractérisation physique des granulats sont présentés dans le Tab. 1.

Granulats		ρ_{vrac} [kg/m³]	$\rho_{particule}$ [kg/m³]	ρ_{solide} [kg/m³]	n_{inter} [%]	n_{intra} [%]	$\rho_{compactés}$ [kg/m³]
Chanvre	**Chènevotte**	111 ± 1	434 ± 17	1317 ± 59	74 ± 1	67 ± 2	86 ± 3
Tournesol	**Ecorce < 4 mm**	144 ± 3	496 ± 20	1453 ± 75	71 ± 2	66 ± 2	131 ± 5
	Ecorce	136 ± 7	467 ± 28	1471 ± 77	71 ± 3	68 ± 2	127 ± 8
	Ecorce > 4 mm	125 ± 5	489 ± 23	1444 ± 77	75 ± 1	67 ± 2	103 ± 12
	Moelle	64 ± 3	190 ± 12	1569 ± 81	67 ± 4	88 ± 1	61 ± 4
	Broyat	83 ± 1	672 ± 34	1452 ± 75	88 ± 1	54 ± 3	102 ± 5
	Broyat défilé	96 ± 7	448 ± 25	1401 ± 73	79 ± 3	68 ± 2	102 ± 3
Maïs	**Broyat**	43 ± 4	485 ± 31	1472 ± 83	91 ± 1	67 ± 2	88 ± 1

ρ_{vrac}, masse volumique apparente en vrac ; $\rho_{particule}$, masse volumique des particules ; ρ_{solide}, masse volumique théorique de solide ; n_{inter}, porosité inter-particulaire des granulats en vrac ; n_{intra}, porosité inter-particulaire des granulats en vrac ; $\rho_{compactés}$, masse volumique des particules compactées humides puis séchées.

TABLEAU 1. Caractéristiques des granulats étudiés.

L'évaluation de la teneur en constituants extractibles à pH basique permet de déterminer le potentiel d'inhibition des granulats dans l'hydratation du liant, pouvant de ce fait affecter la prise et le durcissement de la matrice minérale. Afin de tenir compte de la morphologie et de la masse volumique des granulats qui influencent le dosage massique des granulats dans le composite, les résultats sont représentés en masse d'extractibles dans 1 m³ de granulats végétaux compactés à l'état humide puis séchés (Ratsimbazafy, 2022).

Le maïs présente ainsi une teneur en hydrosolubles à pH = 12 comparable à celle de la chènevotte de chanvre. Les résultats obtenus pour la chènevotte (23 kg $_{hydrosolubles}$ / m^3 $_{granulats}$) comme pour l'écorce et la moelle de tournesol (30-40 kg $_{hydrosolubles}$ / m^3 $_{granulats}$), types de granulats caractérisés à un pH similaire par Ratsimbazafy (2022), sont supérieurs à ceux que ces derniers ont obtenus (variant entre 9 et 20 kg $_{hydrosolubles}$ / m^3 $_{granulats}$). Les teneurs de nos granulats restent néanmoins très en deçà de celles des sarments de vignes caractérisés par Ratsimbazafy (2022) qui, de par leur densité élevée, atteignent 50 kg $_{hydrosolubles}$ / m^3 $_{granulats}$, risquant ainsi d'altérer les performances mécaniques issus de ces granulats.

Par ailleurs, la capacité d'absorption d'eau des granulats, propriété déterminante pour la formulation des agromatériaux à base de liant hydraulique, est évaluée. Pour cela, les granulats placés dans un filet sont immergés durant 30 secondes, secoués par de grands mouvements verticaux pour retirer l'eau excédentaire et mis en œuvre selon un protocole identique à la réalisation de blocs de béton végétal vibro-compactés. Après séchage, la capacité d'absorption est déterminée. Les résultats mettent en évidence un potentiel d'absorption des écorces de tournesol (~ 150 kg $_{eau}$/ m^3$_{granulats}$) plus faible que celui des broyats et de la chènevotte (~ 200 kg $_{eau}$/ m^3$_{granulats}$). La moelle, quant à elle, peut absorber près de 600 kg $_{eau}$/ m^3$_{granulats.}$

III. MISE EN ŒUVRE DES AGROMATÉRIAUX

Les granulats végétaux ainsi produits permettent la formulation d'agromatériaux. Les propriétés des granulats permettent de déterminer l'application comme matériaux de construction qui leur est la plus adaptée.

A. Granulats en panneaux

Les granulats mis en œuvre sous forme de panneaux doivent être légers (i.e. masse volumique des particules faible) et ainsi présenter de faibles valeurs de conductivité thermique. Les panneaux doivent également être auto-porteurs. De ce fait, le comportement sous sollicitation mécanique des empilements de granulats permettrait d'évaluer le potentiel des granulats pour une utilisation en panneaux isolants. Avec près de 88% de porosité intraparticulaire, la moelle de tournesol est donc un granulat privilégié pour une utilisation en panneaux isolants en association avec de l'amidon pour assurer la cohésion entre les granulats.

B. Granulats associés à un liant minéral

Mis en œuvre avec une matrice minérale, les granulats permettent la formulation de béton végétaux ou terres allégées qui peuvent être coulés en place ou projetés. Des essais de mise en œuvre de ces matériaux en utilisant un outil de projection ont été réalisés afin de vérifier la compatibilité des granulats produits et des différentes formulations avec la technique de projection et de comprendre les possibilités et les limites de l'outil de projection. Certaines propriétés des granulats, déterminantes pour une mise en œuvre par projection, ont ainsi pu être identifiées. Le diagramme décisionnel présenté en Fig. 1 a ainsi pu être établi sur la base de deux campagnes d'essais à l'échelle paroi mise en œuvre en collaboration avec Terre de Bois, coopérative d'écoartisans partenaire du projet SAVASCO.

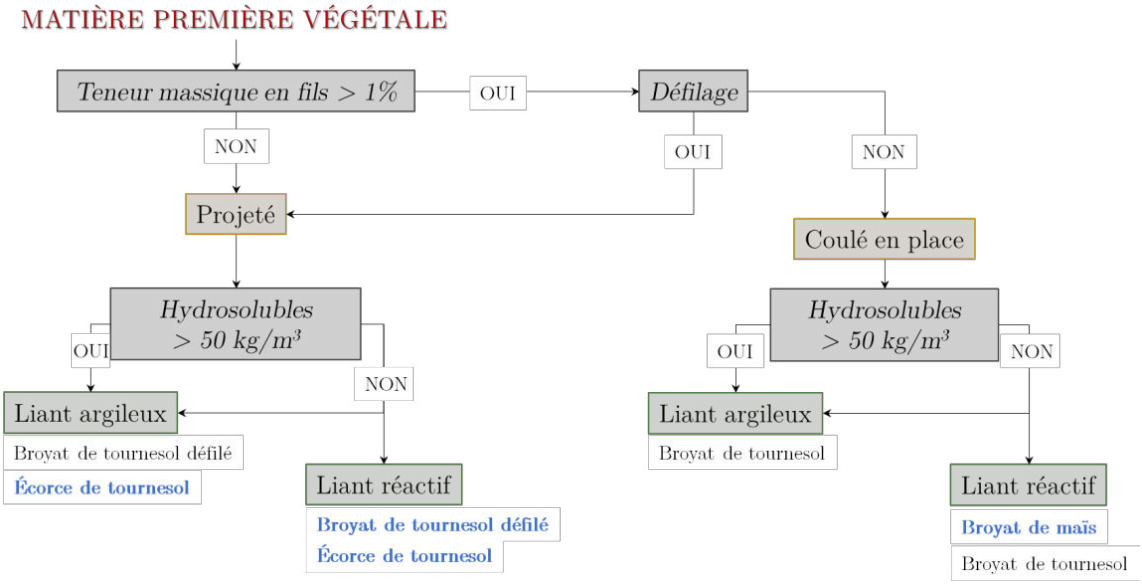


FIGURE 1. Diagramme décisionnel de mise en œuvre des particules végétales pour la réalisation d'agrobétons ou de terres allégées.

Ainsi, la teneur en fils dans les granulats produits détermine la méthode de mise en œuvre du matériau composite. De plus, la teneur en hydrosolubles à pH basique est un critère prédominant dans le choix du liant minéral employé.

III. CONCLUSION

Le travail réalisé doit ainsi contribuer à l'évaluation du potentiel des différents types de granulats issus de la transformation des tiges de maïs et de tournesol en tant que matières premières de matériaux de construction. Pour chacune de ces applications des valeurs seuils ou cibles devraient finalement être fixées concernant les propriétés physico-chimiques des granulats, contribuant ainsi à compléter le référentiel de caractérisation des granulats végétaux initié dans de précédents travaux (Amziane et al., 2017; Ratsimbazafy, 2022).

REMERCIEMENTS

Ce projet (EFA353/19/SAVASCO) a été cofinancé par le Fonds européen de développement régional (FEDER) dans le cadre du programme POCTEFA (INTERREG V-A Espagne – France – Andorre 2014-2020).

REFERENCES

Amziane, S., Collet, F., Lawrence, M., Magniont, C., Picandet, V., Sonebi, M., 2017. Recommendation of the RILEM TC 236-BBM: characterisation testing of hemp shiv to determine the initial water content, water absorption, dry density, particle size distribution and thermal conductivity. Materials and Structures 50. https://doi.org/10.1617/s11527-017-1029-3

Ratsimbazafy, H.H., 2022. Evaluation du potentiel de co-produits agricoles locaux valorisables dans le domaine des matériaux de construction. Université Toulouse III - Paul Sabatier, Tarbes.

The International Energy Agency, 2017. World energy balances and statistics – Data services [WWW Document]. IEA. URL https://www.iea.org/subscribe-to-data-services/world-energy-balances-and-statistics (accessed 4.30.20).

Contribution à l'étude du comportement des bétons confinés par CFRP

Mohammed El Youbi [1], Imad Kadiri [1]

[1] *Laboratoire d'Etude des Matériaux Avancés et Applications (LEM2A), Ecole Supérieure de Technologie de Meknès, Université Moulay Ismail (UMI), Meknès, Morocco*

Les techniques de confinement du béton par des tissus en polymère renforcé de fibres de carbone (CFRP) ont connu un essor important, ces matériaux de nouvelle génération offrant un rapport performances mécaniques/poids très élevé, une forte résistance aux environnements corrosifs, ainsi qu'une grande facilité de mise en œuvre.

Le présent travail de recherche se propose de contribuer à l'étude du comportement des poteaux en béton armé confinés par des matériaux composites a fibres de carbone CFRP. Une étude numérique a donc été menée sur plusieurs poteaux en béton armé, d'échelle représentative ; diverses configurations de renforcement ont été appliquées sur ces corps d'épreuve, qui ont ensuite été testés en chargement composée de compression-flexion. Ces différents essais nous ont permis d'analyser le comportement des poteaux en fonction des propriétés mécaniques des matériaux, du degré de confinement et de l'excentricité du chargement. Les modèles numériques obtenus sont discutés et comparés aux différents travaux de la littérature.

Mots-clefs : Renforcement, Béton confiné, CFRP, Modélisation Eléments finis

I. INTRODUCTION

Au cours des vingt dernières années, des séismes de grande ampleur ont mis en lumière la question de la mise à niveau des structures sous sollicitation sismique, Cependant plusieurs structures en béton armé (ponts, viaducs et bâtiments) sont construites selon les codes de conception anciens avant la mise en place des règlements parasismiques [1], ces structures sont susceptibles à subir d'importants dommages lors d'un séisme et même à poser un risque pour la sécurité des utilisateurs. Depuis, les normes parasismiques ont été grandement améliorées et avec le vieillissement des infrastructures, des dilemmes importants forcent les décideurs à choisir entre la réhabilitation et la reconstruction.

Dans ce contexte, les efforts de recherche dans le secteur de la construction se sont concentrés sur l'évaluation et la mise à niveau des structures pour garantir un niveau acceptable de service et de sécurité des ouvrages. Ces efforts se déclinent autour des problématiques de surveillance, de contrôle non destructive CND, d´évaluation structurale, de réparation et renforcement. Ces dernières années, la technique de confinement par des tissus en Polymère Renforcé de Fibres de Carbone (CFRP) a connu un essor important, ces matériaux de nouvelle génération offrant un rapport performances mécaniques/poids très élevé, une forte résistance aux environnements corrosifs, ainsi qu'une grande facilité de mise en œuvre [2]. L'objectif du présent travail de recherche est donc de contribuer à l'étude du comportement non linéaire du béton confiné par CFRP, la complexité de la tache réside en partie sur les paramètres des modèles qui dépendent de

la géométrie de la structure et des propriétés des matériaux, ce model doit prendre en compte le comportement élasto-plastique endommageable du béton ,pour cela un programme numérique est implémenter dans un code de calcul par éléments finis , ce code est validé et apprécié en le confrontant à des résultats expérimentaux et numériques de la littérature .

II. Model élasto-plastique endommageable du béton confiné

Une compréhension des modèles contrainte-déformation du béton confiné par CFRP est nécessaire pour pouvoir dimensionner un poteau en béton armé renforcé en CFRP, particulièrement lorsque ce dernier est soumis à un chargement combiné de compression / flexion, et que sa ductilité sismique est défaillante. Lam et Teng [3,4] ont établi un modèle pour les bétons confinés avec des matériaux composites PRF, ils ont relié la déformation axiale ultime à la pression de confinement comme suit :

$$\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 2k_2 \frac{f_l}{f'_{co}} \quad (1)$$

k_2 : le coefficient d'augmentation de la déformation axiale du béton (dépend du type de FRP)

$$\sigma_c = E_c\varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f'_{co}}\varepsilon_c^2 \quad ; \quad pour\ 0 \le \varepsilon_c \le \varepsilon_t \quad (2)$$

$$Et \quad \sigma_c = f'_{co} + E_2\varepsilon_c \quad ; \quad pour\ \varepsilon_t \le \varepsilon_c \le \varepsilon_{cc} \quad (3)$$

La courbe contrainte-déformation est bilinéaire ascendante (voir Figure 1) la transition entre les deux branches parabolique et linéaire est progressive au point ε_t tel que :

$$\varepsilon_t = \frac{2f'_{co}}{E_c - E_2}\ ,\ E_2 = \frac{f'_{cc} - f'_{co}}{\varepsilon_{cc}}\ ,\ (la\ pente\ de\ 2^{ème}\ branche\ linéaire)\ ,\ E_2 = \frac{2f_l}{\varepsilon_{cc}} \quad (4)$$

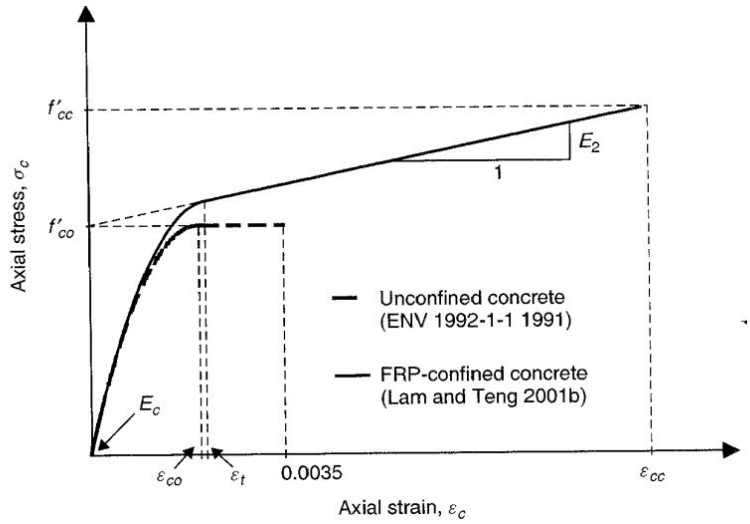


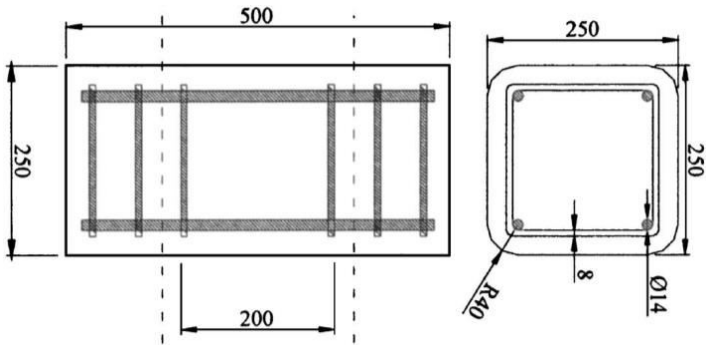
FIGURE 1. : Modèle de Lam et Teng pour le béton confiné avec des matériaux FRP

Le modèle de Lam et Teng [3,4] est le premier modèle le béton confiné avec des matériaux composites qui tient compte du type des fibres du composite utilisé pour le confinement., à cet effet les auteurs proposent une équation pour calculer la déformation axiale ultime du béton confiné comme suit : $\frac{\varepsilon_{cc}}{\varepsilon_{co}} = 2 + 15\frac{f_l}{f'_{co}}$ (5)

III. CARACTERISATION NUMERIQUE ET VALIDATION.

Des séries de calculs sur divers types de poteaux en béton armé ont été menées pour vérifier la capacité du model numérique à reproduire les résultats expérimentaux obtenus par Ilki et al. [5]. Les détails des colonnes testées sont présentés sur le Tableau 1. Les analyses ont été effectuées sur des poteaux de section rectangulaire (250 × 250 × 500) en béton armé renforcées avec des chemises en CFRP. L'analyse numérique non linéaire a été réalisée en utilisant la méthode d'éléments finis. Des paramètres tel que l'épaisseur du renfort CFRP, la géométrie des poteaux, la disposition du ferraillage et l'orientation des fibres ont été pris en compte.

TABLEAU 1. Géométrie et détail du poteau

Test spécimen	Ferraillage / Espacement des cadres	Nombre de plis	Détail du poteau
P1	4T14 et T8 @ 200 mm	0	
P2	4T14 et T8 @ 100 mm		
P3	4T14 et T8 @ 50 mm		
P4	4T14 et T8 @ 200 mm	3	
P5	4T14 et T8 @ 100 mm		
P6	4T14 et T8 @ 50 mm		
P7	4T14 et T8 @ 200 mm	5	
P8	4T14 et T8 @ 100 mm		
P9	4T14 et T8 @ 50 mm		

Les propriétés mécaniques des matériaux utilisés sont présentées sur le Tableau 2, dans cette modélisation, une liaison entre le béton et les armatures est supposée parfaite, les éléments de liaison pour les barres d'armature étaient connectés entre les nœuds de chaque élément solide en béton adjacent de sorte que les deux matériaux partageant les mêmes nœuds.

TABLEAU 2. Propriétés mécaniques des matériaux

Matériaux	Résistance (MPa)	Module (MPa)	Coefficient de Poisson
Béton	fc=26.40	24500	0.20
Barres	fy=476	200000	0.3
Cadres	fy=345	200000	0.3
CFRP	ft=3430	Ex=230000 ; G_{XY}=7000 Ey =12000 ; G_{YZ} =7000 Ez=12000 ; G_{XZ} =7000	υxy= 0.3 υyz =0.45 υxz= 0.3

IV Résultats et discussion

Dans cette section, on reporte les résultats obtenus par modélisation éléments finis du comportement de poteaux à section rectangulaires sollicités en compression et confinés ou non par PRFC. Une représentation du model numérique du poteau, du maillage utilisé pour le béton et ses armatures internes et de la chemise de confinement CFRP est reportée en figures 2(a) ,2(b) et 2(c). Sur la figure 2(d) une confrontation est menée par superposition des résultats obtenus par simulation avec les résultats collectés de la bibliographie (travaux de : Lam et al [3,4], Ilki et al [5] , Matthys et al [6] et Jiang et Teng [7]) qui montrent que la section effectivement confinée est comprise entre quatre paraboles comme illustrées sur la Figure 2(d), avec une pente initiale des

paraboles égalent à celle des diagonales adjacentes. On remarque que la modélisation est bien apte à reproduire le comportement du poteau confiné avec une bonne précision.

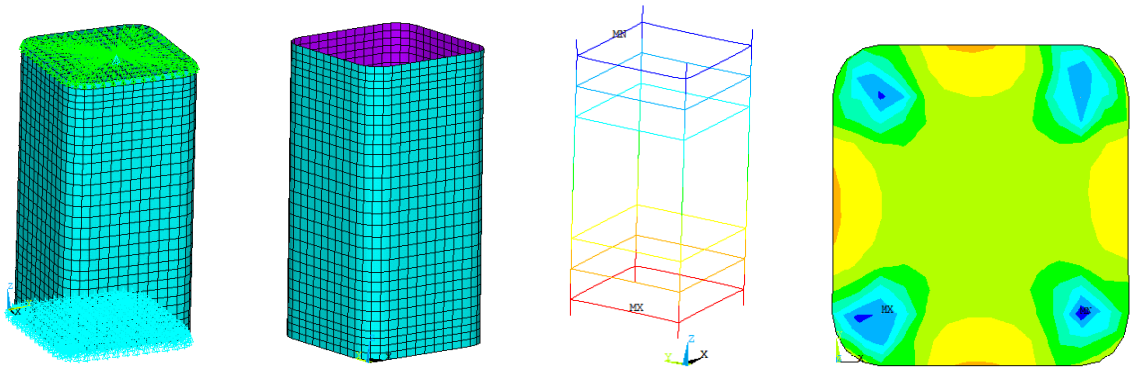


FIGURE 2. : Model numérique des différents éléments du poteau (a) Maillage et conditions aux limites. (b) Maillage de la chemise CFRP. (c) Armatures métalliques. (c) Isovaleurs du champ déformation du poteau P1 confiné avec 3 couches CFRP

Les figures 3(a) et 3(b) montrent l'effet de la variation de la rigidité du confinement sur le comportement mécanique des poteaux, l'augmentation de la rigidité du confinement entraîne à la fois, une augmentation de la résistance à la compression 3(a) et de la ductilité 3(b).
Le confinement augmente considérablement la résistance ultime à la compression et les déformations ultimes, un gain de résistance en compression de 73 % et 114 % est remarqué pour les poteaux confiné avec 3 et 5 couches CFRP respectivement. Ces figures montrent clairement qu'il existe une bonne corrélation entre les résultats expérimentaux et les résultats prédits par le modèle numérique proposé.

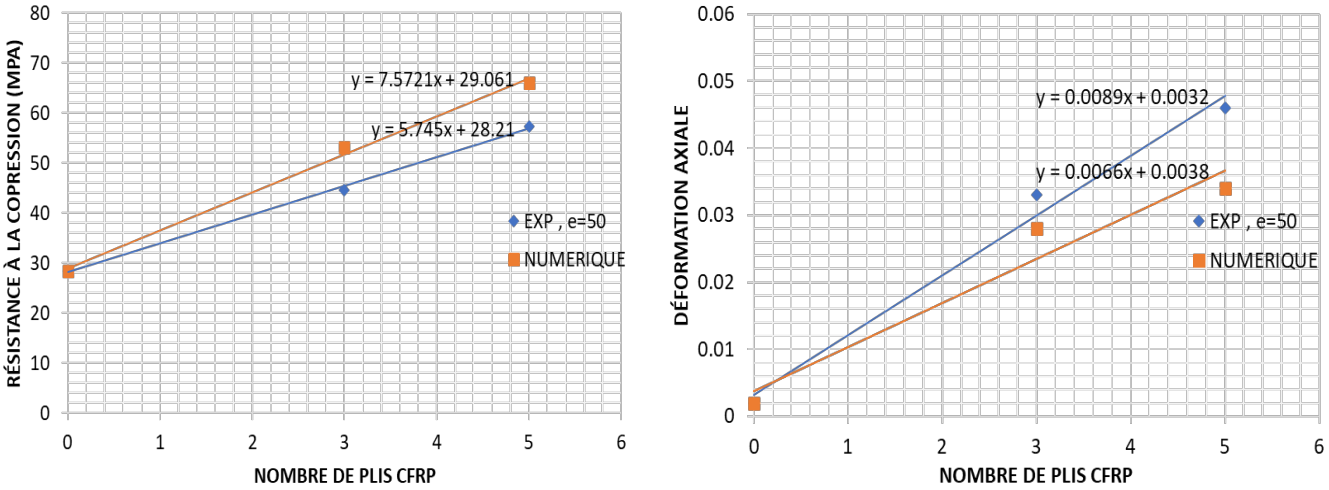


FIGURE 3. : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux en fonction du nombre de couches PRFC (Poteaux P3, P6 et P9) (a) Résistance en compression (b) déformation axiale.

CONCLUSION :

Ce travail de recherche porte sur l'évaluation du comportement mécanique sous chargement axiale des poteaux en béton armé confiné par des enveloppes en matériaux composites CFRP. Sur la base des résultats obtenus, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Le comportement des bétons confinés par chemisage composite est quasi-bilinéaire, il dépend de la nature des fibres du composite utilisé au travers de leur rigidité et de façon très influente du nombre de plis mis en œuvre
- L'utilisation des composites CFRP donne une résistance aux déformations dues aux charges axiales, qui résulte d'un confinement des contraintes développées dans le béton, ce qui améliore à la fois la contrainte de compression ultime et la ductilité du béton.
- Le modèle proposé offre des prédictions satisfaisantes en ce qui concernent la contrainte et la déformation du béton confiné et nous encourage à exploiter la modélisation dans le cadre d'une démarche plus applicative.

REFERENCES

[1] Farahmandpour, C. (2017). Modélisation et simulation du comportement des bétons confinés (Doctoral dissertation, Université Pierre et Marie Curie-Paris VI).

[2] Benzaid, R. (2010). Contribution à l'étude des matériaux composites dans le renforcement et la réparation des éléments structuraux linéaires en béton.

[3] Lam, L., & Teng, J. G. (2004). Ultimate condition of fiber reinforced polymer-confined concrete. Journal of Composites for Construction, 8(6), 539-548

[4] Lam, L., & Teng, J. G. (2003). Design-oriented stress–strain model for FRP-confined concrete. Construction and building materials, 17(6-7), 471-489.

[5] Ilki, A., Peker, O., Karamuk, E., Demir, C., & Kumbasar, N. (2008). FRP retrofit of low and medium strength circular and rectangular reinforced concrete columns. Journal of Materials in Civil Engineering, 20(2), 169-188.

[6] Matthys, S., Toutanji, H., & Taerwe, L. (2006). Stress–strain behavior of large-scale circular columns confined with FRP composites. Journal of Structural Engineering, 132(1), 123-133.

[7] Jiang, T., & Teng, J. G. (2007). Analysis-oriented stress–strain models for FRP–confined concrete. Engineering Structures, 29(11), 2968-2986.

Effect of pet plastic waste bottles on the strength of stabilized soil brick

Théodore Gautier L.J. Bikoko[1,2] , Jean Claude Tchamba[3], Ngomen kouatchoua fanny gildas[4], Sofiane Amziane[5]

[1]Department of Civil Engineering Science, University of Johannesburg, PO BOX 524, Auckland Park, Johannesburg, South Africa, lejeunegautier@rocketmail.com

[2]Institut Supérieur des Techniques Industrielles et Commerciales (ISTIC)/Ecole d'Ingénierie Industrielle de Bangangté, BP 9381, Bangangté, Cameroun

[3]Civil Engineering Laboratory, ENSET, University of Douala, PO BOX 1872, Douala, Cameroon

[4]Department of Civil Engineering and Forestry Techniques, HTTTC, University of Bamenda, P.O Box 39, Bambili, NWR, Bamenda, Cameroon

[5]Department of Civil Engineering, Blaise Pascal University, Clermont Auvergne University, Polytech Clermont-Ferrand, PO BOX 20206, Clermont-Ferrand, France

ABSTRACT This paper reports the effects of polyethylene terephthalate (pet) plastic waste bottles on the uniaxial compressive strength of stabilized soil brick. To this end, we substituted the soil by liquid pet plastic waste bottles following the proportions ranging from 0% to 50% after which the compressive strength tests were done on these samples. This study concluded that the inclusion of liquid pet plastic waste bottles positively affects the compressive strength of the pet plastic waste bottles soil mix. The compressive strength is a function of the percentage of liquid pet plastic waste bottles introduced into the pet plastic waste bottles soil mixture. The minimum compressive strength is 5.63 MPa and it is found at 50% substitution.

Keywords Stabilizer, pet plastic waste bottles, uniaxial compressive strength

I. INTRODUCTION

Soil stabilization is the process of mixing binder (s) such as cement, blast furnace slag, fly ash, lime, silica fume, bitumen, geotextile, plastic, grouting, amongst others into the natural soil in order to improve its strength, bearing capacity, density, durability and decrease its plasticity, porosity, permeability.

In Cameroon, non-biodegradable plastic can be found in all form such as wrapping, bottle etc. in the street, farm, inside dustbin etc.; this may cause infertility of soil, contamination of groundwater and pollution of environment and it is known that increase in pollution correlates with an increase in the prevalence of malaria [1,2]. In the same vein, Ngoran et al. [3] reported that water pollution is the main conduit for transmission of contagious diseases such as cholera, dysentery, polio, typhoid, and ascariasis. In Douala for example, the largest city and commercial center of Cameroon about 20 tons of plastic wastes are produced daily [2]. Besides, plastic wastes account for about 10 % of generated waste in Douala city [2]. In a bid to put an end to plastic

pollution, it is necessary to recycle and use them in a wide range of fields such as in Civil Engineering works for example in the production of stabilised soil bricks. Previous studies have already used plastic wastes as a binder for soil stabilizers for road construction, for examples, Nicoleta-Maria Ilies et al. [4] investigated the effect of polyethylene waste admixture or cement on the properties of soil. The authors concluded that using waste polyethylene material in the soil stabilization is an eco-friendly method. Rebecca Belay Kassa, et al. [5] conducted a study on the effect of waste plastic materials for reinforcing and stabilizing clayey soils. Gangwar and Tiwari [6] reported an increased in the compressive strength of soil upon addition of 0.5% of plastic waste into the soil-plastic waste composite.

To the best knowledge of the authors, not study was conducted on mixing the soil with plastic wastes pet collected in the locality of Bambili in the North West region of Cameroon.
The main aim of this paper is to use liquid pet bottles as stabilizing agent of natural soil and determine the uniaxial compressive strength of soil-liquid pet bottles composite.

II. MATERIALS AND METHODS

2.1 Materials

Soil and polyethylene terephthalate (pet) plastic waste bottles were the materials used in this study. The materials are discussed as follows:

2.1.1 Soil

Soil sample was collected at Ekoumdoum suburb (Carrefour de l'amitié) in the Centre region of Cameroon. This soil was composed of 5% gravel; 50 % sand and 45% silts and clay. Its optimal dry density was 1.61g/cm^3 obtained when the water content is 21.4%. Its liquid limit was 61.8%, the plastic limit was 26.86% and the plasticity index was 34.95%. Prior to using, we dry it under the sun to remove some quantities of water and then we sieved the soil to obtain a grain with maximum diameter of 2 mm; after that we crushed the retained one and sieved it again and finally we put the sieving soil inside the oven for at least 24hrs.

2.1.2 Polyethylene terephthalate (pet) plastic waste bottles

The pet plastic waste bottles were collected in Bambili in the North West region of Cameroon. Prior to using, we washed them with clean water and soap and cut into small part with scissors. Figure 1 shows the collected pet plastic waste bottles. Its properties are : Density = 1.38 g/cm^3 (20°C), amorphous (transparent) = 1370 g/cm^3, single crystal = 1.455 g/cm^3 , Melting point > 250°C, Boiling point > 350°C, Thermal conductivity = 0.15 to 0.24 W/m.K, Refractive index = 1.57-1.58, Young modulus (E) = 2800-3100 MPa, Tensile strength = 55-75 MPa, Elastic limit = 50-150%, Notch test = 3.6 KJ/m^2, Water absorption = 0.16.



FIGURE 1. **Pet plastic waste bottles collected**

III. METHODS

3.1 Compressive strength test

The compressive strength test was conducted to determine the load carrying capacity of bricks under compression. The test was carried out with the help of compression testing machine (hydraulic) as shown in Figure 2 below. The samples at 14 days of maturity were mounted on to the universal compression testing machine at 1 mm/min crosshead speed (Emic DL10000) (see Figure 2), which has a load capacity of 300 ton. The compressive strengths of the samples were calculated using Eq. (1).

$$\sigma = F/S \quad (1)$$

Where: σ = compressive strength, F = maximum load applied before failure, S = cross sectional area of the specimen.

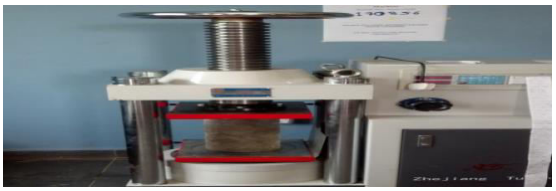


FIGURE 2. **Compressive strength testing machine**

IV. RESULTS AND DISCUSSION

Figure 3 shows the percentages of liquid pet plastic waste bottles vs compressive strength, Figure 2 also shows the uniaxial compressive strength for the control sample and the samples with 35, 40, 45 and 50% natural soil substituted with pet plastic waste bottles. We observed that when we added pet bottles to stabilise a soil sample, the compressive strengths were increased. The inclusion of liquid pet plastic waste bottles into the soil increased the compressive strength samples. The control specimen has the compressive strengths smaller than that substituted by liquid pet plastic waste bottles. The compressive strength decreases with the increase of the percentage of pet bottles as replacement of natural soil into the soil-liquid pet bottles composite. Gangwar and Tiwari [6] attributed this strength reduction to the reduction in friction angle and maximum dry density (MDD). The compressive strength showed an increase of 14.5 MPa, 7.71 MPa, 4.28 MPa and 3.03 MPa at 35% of pet bottles + 65 % of soil, 40% of pet bottles + 60 % of soil, 45% of pet bottles + 55 % of soil and 50% of pet bottles + 50 % of soil, respectively comparing to the control sample. The most stable soil brick is obtained when the percentage of pet bottles is between 35% and 40% with the compressive strength ranging from 10.31 to 17.1 MPa. These are greater than the minimum compressive strength of 3.0 MPa required for masonry units or bricks as per the South African standard (SANS 1215) [7].

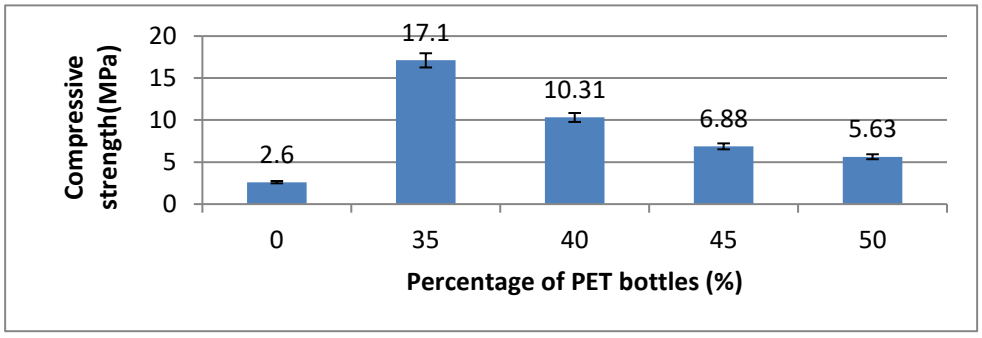


FIGURE 3. **Percentage of PET bottles vs compressive strength.**

V. CONCLUSIONS

The goal of this paper was to study the effects of pet plastic bottle wastes on the uniaxial compressive strength of stabilized soil brick, based on test results, the following conclusions were made:

- When we increase the proportion of pet plastic waste bottles, the compressive strength decrease
- The most stable soil brick is obtained when the percentage of pet bottles is between 35% and 40% with the compressive strength ranging from 10.31 to 17.1 MPa.

Overall, this paper investigates the use of pet plastic waste bottles in soil as a way of reducing the environmental impact from the pollution of pet plastic waste bottles. Pet plastic waste bottles collected in Bambili in the North West region of Cameroon were used. General results were that, compressive strength of soil with pet plastic waste bottles was higher than soil without pet plastic waste bottles.

REFERENCES

[1] Keiser, J., Utzinger, J., De Castro, M. C., Smith, T. A., Tanner, M., & Singer, B. H. (2004). Urbanization in sub-Saharan Africa and implication for malaria control. The American journal of tropical medicine and hygiene, 71(2 suppl.), 118–127.

[2] Christian A. Bock Hyeng, Emmanuel Yamb, Akamu Jude Ewunkem & Adrienne Smith (2018). Impact of Globalization on Dilapidation, IJRRAS 36 (1), July 2018, 1-5

[3] Ngoran, S. D., Xue, X., & Ngoran, B. S. (2015). The dynamism between urbanization, coastal water resources and human health: A case study of Douala, Cameroon. Journal of Economics and Sustainable Development, 6(3), 167–181.

[4] Nicoleta-Maria Ilies, Alexandru- Petru Circu, Andor- Csongor Nagy, Vlad-Costel Ciubotaru, Zsombor Kisfaludi-Bak, Comparitive Study on Soil Stabilization with Polyethylene Waste Materials and Binders, 10th International Conference Interdisciplinary in Engineering, INTER- ENG 2016, Science Direct Procedia Engineering 181 (2017) 444-451

[5] Rebecca Belay Kassa, Tenaw Workie, Alyu Abdela, Mikiyas Fekade, Mubarek Saleh, Yonas Dejene. (2020). Soil Stabilization Using Waste Plastic Materials, scientific research publishing, Open J. Civil Eng. 10 (01) (2020) 55–68.

[6] Preeti Gangwar, Sachin Tiwari (2021). Stabilization of soil with waste plastic bottles, Materials Today: Proceedings 47 (2021) 3802–3806

[7] South African National Standards, SANS 1215 - Concrete Masonry Units, Standards South Africa, Pretoria, 2008.