

sommaire

éditorial

32^{es} Rencontres Universitaires de l'AUGC, Orléans, 4-6 juin 2014

Recherche universitaire en Génie Civil

- Caractérisation expérimentale de l'endommagement en fatigue d'un béton
bitumineux renforcé à l'aide de géo-grilles..... 9
*Experimental characterisation of the fatigue damage of a geogrid
reinforced asphalt concrete*

Ioana ARSENIE, Cyrille CHAZALLON, Jean-Louis DUCHEZ

- Influence des paramètres rhéologiques des bétons autoplaçants
sur leur durabilité..... 17
Influence of rheological parameters on durability of self consolidated concrete
B. AÏSSOUN, K. KHAYAT, J.-L. GALLIAS, A. KACI

- Évaluation du degré d'activation d'une argile traitée thermiquement utilisée
comme addition pour la fabrication d'un éco-ciment 25
*Thermal activation degree of clay used as addition for the elaboration
of an eco-cement*

Mohammed SILINE, Elhem GHORBEL, Mekki BIBI

- Modélisation analytique des phénomènes d'interaction sol-structure..... 33
Analytical model of the soil-structure interaction
Bakri BASMAJI, Olivier DECK, Marwan AL HEIB

- Réparation de molasse par une pierre artificielle : mesure sur site
des conditions environnementales et de leurs implications dans la pierre..... 38
*Re-profiling of altered building sandstones: on-site measurement
of the environmental conditions and their evolution in the stone*
Thibault DEMOULIN, Fred GIRARDET, Robert J. FLATT

- Écoulement de béton dans un V-Funnel couplé à un canal horizontal
en plexiglas 45
Concrete flow in a V-Funnel coupled to a Plexiglas horizontal channel
M. BENAÏCHA, O. JALBAUD, X. ROGUIEZ et Y. BURTSCHHELL

3^e Prix du 6^e concours « Thèses » de la Fondation Excellence SMA des métiers du BTP 2013

Recherche sur la maîtrise des risques

- Fluage des interfaces collées béton/composite couplé à un vieillissement
hygrothermique : Études expérimentales et analytiques 54
*Creep of bonded concrete/composite interfaces coupled with hygrothermal
ageing: Experimental and analytical investigations*

Noureddine HOUHOU, Karim BENZARTI, Marc QUIERTANT,
Sylvain CHATAIGNER, Georges YOUSSEF, Christophe AUBAGNAC,
Marjorie RABASSE, André FLETY

abstracts — résumés	6
annonces de colloques	71
bulletin d'abonnement	2
recommandations aux auteurs	3 ^e de couv



BULLETIN D'ABONNEMENT

À retourner aux Éditions ESKA

12, rue du Quatre-Septembre, 75002 PARIS

Tél. 01 42 86 55 65 – Fax 01 42 60 45 35

Nom

Raison sociale.....

Adresse

Code postal Ville Pays

Je m'abonne pour l'année 2014 (6 numéros/an) à la revue « *Annales du BTP* » :

- | | |
|--|---|
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE individuel (TTC) : 249 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER individuel (HT) : 300 € |
| <input type="checkbox"/> Tarif FRANCE institution (TTC) : 311 € | <input type="checkbox"/> Tarif ETRANGER institution (HT) : 358 € |

Je joins : ☐ Un chèque bancaire à l'ordre des Editions ESKA
☐ Un virement bancaire aux Editions ESKA -
BNP Paris - Champs Elysées - 30004-00804 - Compte 000101399.56

* 6/2014

LISTE DES ANNONCEURS

ANNONCES DE COLLOQUES :

- Appel à communication, p. 71-73
- La pérennité du béton précontraint, p. 74-75
- Workshop Tanger 2015, p. 76-77
- Lettre d'information de l'AUGC, p. 78-79
- Librairie Ifsttar, p. 80

Le 10 décembre 2014 a eu lieu à l'ENS de Cachan la première rencontre de l'UAFGC, l'Union des Associations Françaises de Génie Civil.

L'**UAFGC** regroupe 7 associations fondatrices qui représentent près de 2500 membres, individuels et collectifs. Elle a vocation à s'élargir à d'autres associations du Génie Civil.

L'**AFGC**, Association Française de Génie Civil, est la plus importante en nombre de membres. Elle est dirigée par un Conseil d'Administration et l'essentiel de son activité est organisée par son Comité des Affaires Générales, son Comité Scientifique et Technique, et par ses huit délégations régionales. <http://www.afgc.asso.fr/>

L'**AUGC**, Association Universitaire de Génie Civil, regroupe les universitaires travaillant dans le domaine, français comme francophones. Elle organise chaque année des rencontres, des communications de celles de 2014 sont d'ailleurs présentées dans ce numéro. Elles auront lieu en 2015 à Anglet près de Biarritz et en 2016 à Liège en Belgique. <http://www.augc.asso.fr/>

Asco-TP est une association issue de la volonté de vulgariser les travaux publics et leurs grandes réalisations. Elle est une interface entre le milieu professionnel et le monde de l'enseignement. <http://www.planete-tp.com/>

L'**Association Eugène Freyssinet** défend l'œuvre de ce grand ingénieur en organisant des trophées et des conférences. <http://www.efreyssinet-association.com/>

L'**APMBTP** regroupe les enseignants du second degré des métiers du BTP. Elle vise à renforcer les liens entre les enseignants et le monde professionnel. <http://www.apmbtp.org/>

L'**AFPS** Association Française de Génie Parasismique rassemble les spécialistes du domaine, ingénieurs, chercheurs et enseignants. <http://afps-seisme.org/>

L'**IMGC** Ingénierie de Maintenance du Génie Civil rassemble les spécialistes français de la spécialité. <http://www.imgc.fr/>

Les **Annales du BTP**, déjà étroitement liées à l'AFGC et à l'AUGC, se font naturellement le porte-parole de cette union afin de :

- porter à la connaissance d'un public le plus large possible les innovations du secteur du BTP issues de la recherche et du monde professionnel,
- défendre le secteur en affirmant son rôle majeur dans notre société industrielle moderne,
- renforcer la qualité des formations par la diffusion des innovations pédagogiques à tous les niveaux de qualification,
- de façon plus générale défendre les positions du BTP dans la société d'aujourd'hui.

La création de cette union est un tournant pour la revue et vous pourrez en mesurer toute l'importance dans les prochains numéros.

**Le rédacteur en chef,
François BUYLE-BODIN**



Union des Associations Françaises de Génie Civil

Les 7 associations fondatrices de l'UAFGC :



L'Association Française de Génie Civil

(AFGC) www.afgc.asso.fr/

Créée en 1998, elle constitue un lieu d'échanges entre ingénieurs et chercheurs concernés par des activités de Génie Civil. Elle a pour objectif de rapprocher le monde des matériaux de celui des structures, le monde de l'enseignement et de la recherche de celui de la conception et de l'application. L'Association offre à ses membres de nombreuses rencontres à l'occasion des conférences, des Manifestations techniques et scientifiques et organise des visites de grandes réalisations. Elle contribue à l'élaboration de documents techniques qui bénéficient d'un large consensus au niveau national et reconnu sur le plan international.

(Président : Bruno Godart)



L'Association Universitaire de Génie Civil

(AUGC) www.augc.asso.fr/

Fondée en 1981, l'AUGC a pour mission de développer et de promouvoir l'enseignement (formation initiale, continue, 3ème cycle) et la recherche dans le domaine du Génie Civil au sein des établissements d'enseignement supérieur. Elle établit des liaisons avec les autres groupements ou associations qui participent au développement du Génie Civil et de ses spécialités, facilite la coopération internationale, identifie les débouchés professionnels des diplômés et stimule les contacts entre ses membres.

(Président : Fabrice Gatuingt)

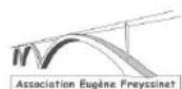


L'Association pour la Connaissance des Travaux Publics

(ASCO-TP) www.planete-tp.com/

Fondée en 1989 sous le nom de l'Association pour le Sauvetage du Patrimoine de l'ancien Musée des Travaux Publics, depuis 1997 elle est dénommée ASCO-TP. Elle a été créée sous l'égide du ministère en charge de l'Équipement et de la FNTP. Elle a pour objet la diffusion du savoir-faire dans le secteur des Travaux Publics auprès du grand public et des jeunes en particulier, tant en ce qui concerne les réalisations, les métiers, les techniques, les matériaux et les matériels que leur histoire. Elle agit avec le soutien de la FNTP et participe pour le compte du Ministère de l'Éducation Nationale à la production d'informations à caractère pédagogique destinées aux enseignants et leurs élèves.

(Président : Christian Binet)



L'Association Eugène Freyssinet

www.efreyssinet-association.com/

Elle a été créée en 1992 à l'initiative de Patrick Ponthier, Jean-Marc Tassain et Philippe Guiony, trois corréziens de la région d'Objat, ville natale d'Eugène Freyssinet, qui voulaient faire connaître l'un des leurs. Son ambition est de mettre en lumière l'œuvre d'Eugène Freyssinet pour susciter des vocations chez les jeunes et guider la réflexion des constructeurs contemporains. Sa volonté est de rassembler des constructeurs de toutes les générations animés de la conviction que l'excellence selon Eugène Freyssinet fait la noblesse de leur métier.

(Président : Francisque Guyon)



L'Association des Professeurs des Métiers du Bâtiment et des Travaux Publics

(APMBTP) www.apmbtp.org/

L'Association des Professeurs des Métiers du Bâtiment et des Travaux Publics s'est engagée, depuis sa création en 1981, à soutenir, à promouvoir et à développer un enseignement de haute qualité permettant aux élèves et étudiants de devenir acteurs d'un secteur industriel dynamique, inventif et symbole d'efficacité qu'elle soit économique, technique, sociale ou esthétique. Sa structure favorise la communication entre enseignants de Génie Civil et les échanges avec leurs interlocuteurs privilégiés institutionnels et professionnels.

(Président : Noël Cahen)



L'Association Française du Génie Parasismique
(AFPS) www.afps-seisme.org/

L'AFPS a été fondée en 1983 à l'initiative de Jean Despeyroux. Cette association a pour objet l'étude des tremblements de terre, celle de leurs conséquences sur le sol, sur les constructions et sur leur environnement, et la recherche et la promotion de toutes mesures tendant à minimiser ces conséquences et à protéger les vies humaines. Dès sa création elle a reçu le soutien de l'Etat, qui a demandé l'avis de ses experts sur l'état de l'art de la connaissance scientifique des séismes et de leurs conséquences, sur les moyens de s'en protéger notamment au travers de la réglementation parasismique. L'AFPS est à ce titre régulièrement consultée par le Ministère en charge de l'Ecologie.

(Président : Emmanuel Viallet)



L'association de l'Ingénierie de Maintenance du Génie Civil
(IMGC) www.imgc.fr/

Fondée en 2001 sous le nom d'ÆIL VIF, depuis 2011 elle est dénommée IMGC. Elle regroupe les différents acteurs de l'Ingénierie de Maintenance dans le domaine des ouvrages d'art. Axée sur l'ingénierie du diagnostic et la maîtrise d'œuvre du génie civil existant, elle est organisée en trois collèges (collège bureaux d'ingénierie, collège maîtres d'ouvrage et collège organismes scientifiques). Ses objectifs sont de promouvoir l'Ingénierie de la maintenance, aider les maîtres d'ouvrage à mieux appréhender ces prestations et être un lieu d'échange des différents acteurs de l'Ingénierie de maintenance.

(Président : Christian Tridon)

CARACTÉRISATION EXPÉRIMENTALE DE L'ENDOMMAGEMENT EN FATIGUE D'UN BÉTON BITUMINEUX RENFORCÉ À L'AIDE DE GÉO-GRILLES

Ioana ARSENIE, Cyrille CHAZALLON, Jean-Louis DUCHEZ

L'objectif de ce travail consiste à caractériser expérimentalement le comportement en fatigue d'un béton bitumineux renforcé à l'aide des grilles en fibre de verre (géo-grilles). Le travail est basé sur une campagne expérimentale de 38 essais de fatigue alternée en flexion en quatre points (4PB), respectivement : 18 essais sur des éprouvettes en béton bitumineux non-renforcée (NR) et 20 essais sur des éprouvettes en béton bitumineux renforcé (R) à l'aide de deux géo-grilles. Toutes les éprouvettes sont fabriquées en trois couches. Les essais sont réalisés à 10°C avec une fréquence de 25Hz, conformément à EN 12697-24, 2012. Cette étude a permis de montrer que la présence des géo-grilles retarde la propagation des fissures et augmente la durée de vie en fatigue conventionnelle du béton bitumineux.

EXPERIMENTAL CHARACTERISATION OF THE FATIGUE DAMAGE OF A GEOGRID REINFORCED ASPHALT CONCRETE

The objective of the presented study is to characterise experimentally the fatigue behaviour of an asphalt concrete reinforced with coated glass fibre grids or geogrids. This study is based on an experimental campaign made of 38 four point bending (4PB) fatigue tests, performed with fully reverse loading, at 10°C with a frequency of 25Hz, according to the European standard EN 12697-24, 2012. The 38 fatigue tests contain 18 tests performed on asphalt concrete specimens and 20 tests performed on geogrid reinforced asphalt concrete specimens. Both non-reinforced and reinforced asphalt specimens are tri-layered beams. This study permitted to show that the presence of geogrids retards fatigue crack propagation and increases the conventional fatigue life of the asphalt concrete.

INFLUENCE DES PARAMÈTRES RHÉOLOGIQUES DES BÉTONS AUTOPLAÇANTS SUR LEUR DURABILITÉ

B. AÏSSOUN, K. KHAYAT, J.-L. GALLIAS, A. KACI

Les paramètres de formulation et les conditions de consolidation sont des facteurs déterminants pour la durabilité des bétons conventionnels vibrés. Dans le cas des bétons autoplaçants (BAP), grâce à leur grande fluidité, la mise en place dans les coffrages a lieu par écoulement libre sous l'effet de leur poids propre. Leur consolidation dans les coffrages se fait sans vibration. Il est donc légitime de penser que, les paramètres rhéologiques des BAP ont une influence importante sur les propriétés qui déterminent la durabilité. Cet article étudie les liens possibles entre les paramètres rhéologiques des BAP et leur durabilité. Les résultats montrent qu'il existe une corrélation forte entre l'indice de viscosité du modèle d'Herschel Bulkley et la sorptivité mesurée à différents intervalles. Très probablement, la viscosité agit sur le volume relatif des pores capillaires de gros diamètres.

INFLUENCE OF RHEOLOGICAL PARAMETERS ON DURABILITY OF SELF CONSOLIDATED CONCRETE

Mix design and consolidation are key factors for durability of conventional vibrated concrete. Due their fluidity self-consolidating concrete (SCC) casting is done by free flow under the effect of their own weight and consolidation is done without vibration. It is reasonable to expect that the rheological parameters of the SCC have a significant influence on the properties that determine durability. This paper investigates the possible links between the rheological parameters and durability of SCC. The results show that there is a strong correlation between viscosity with Herschel Bulkley model and sorptivity measured at different intervals. Most likely, viscosity influence relative volume of capillary pores of large diameters.

ÉVALUATION DU DEGRÉ D'ACTIVATION D'UNE ARGILE TRAITÉE THERMIQUEMENT UTILISÉE COMME ADDITION POUR LA FABRICATION D'UN ÉCO-CIMENT

Mohammed SILINE, Elhem GHORBEL, Mekki BIBI

L'activité pouzzolanique est le processus chimique qui génère, au cours de l'hydratation du ciment, la naissance des nouveaux silicates de calcium hydratés (CSH). Ce travail vise à activer thermiquement une argile pour fabriquer une pouzzolane artificielle qui mélangée avec le clinker permettra d'obtenir un ciment conforme aux normes. L'optimisation du cycle de traitement thermique est obtenue en faisant varier les températures, les temps de maintien, et à travers les changements structuraux par DSC, ATG, IRTF de suivre l'évolution des résistances mécaniques. On montre que la pouzzolanité optimale est obtenue si l'argile est calcinée à 700°C pendant 5 heures.

THERMAL ACTIVATION DEGREE OF CLAY USED AS ADDITION FOR THE ELABORATION OF AN ECO-CEMENT

The pozzolanic activity is the chemical process which generates, during the hydration of cement, new calcium silicate hydrates (CSH). This work aims to activate thermally clay in order to obtain an artificial pozzolan which can be incorporated to manufacture cement obeying to standards. The optimization of the calcinations is achieved by varying the temperature and holding time and through monitoring structural changes by DSC, TGA, FTIR as well as by assessing the evolution of mechanical strengths. It is shown that the optimal pozzolanicity is obtained if the clay is calcined at 700 ° C for 5 hours.

MODÉLISATION ANALYTIQUE DES PHÉNOMÈNES D'INTERACTION SOL-STRUCTURE

Bakri BASMAJI, Olivier DECK, Marwan AL HEIB

Cet article a pour objectif de développer un modèle analytique permettant de prévoir la flèche maximale d'un bâtiment induite par un mouvement de terrain en prenant en compte les phénomènes d'interaction sol-structure. Un objectif spécifique est d'étudier l'influence de la prise en compte du cisaillement

dans le sol pour le calcul de la flèche maximale du bâtiment. Le sol est modélisé avec un modèle à un paramètre (modèle de Winkler) ou deux paramètres (modèle de Pasternak). Le bâtiment est modélisé par une poutre d'Euler-Bernoulli avec une charge uniforme reposant sur un sol qui subit une courbure qui reproduit les déplacements en champ libre du terrain. Une section est dédiée au calcul des paramètres des modèles de sol en fonction des propriétés élastiques.

ANALYTICAL MODEL OF THE SOIL-STRUCTURE INTERACTION

This paper aims to develop an analytical model which can predict the building-relevant deflections induced by a subsidence by taking into account the phenomena of soil-structure interaction. A specific objective is to study the influence of shear deformations in the ground over the final building deflection. The soil is then alternatively modelled with the Winkler one-parameter model or the Pasternak two parameters model and the building is modelled with a Euler-Bernoulli beam with uniform load and lying upon an initial ground curvature equivalent to the free field ground movements. A section is dedicated to the determination of the parameters values of the soil model in relation to the elastic mechanical properties of the ground.

RÉPARATION DE MOLASSE PAR UNE PIERRE ARTIFICIELLE : MESURE SUR SITE DES CONDITIONS ENVIRONNEMENTALES ET DE LEURS IMPLICATIONS DANS LA PIERRE

Thibault DEMOULIN, Fred GIRARDET, Robert J. FLATT

Des pierres artificielles produites à partir de poudre de pierre et de résine acrylique ont été utilisées lors de la restauration de l'église catholique Notre-Dame de Vevey (Suisse) pour le reprofilage de molasse, un grès largement utilisé dans les monuments suisses. Une campagne de mesure sur ce site a débuté en juillet 2013 pour quantifier les conditions environnementales auxquelles sont exposées les pierres artificielles et naturelles. Des mesures de température et d'humidité relative sont effectuées depuis la surface jusqu'à une profondeur de 6.7 cm dans le mur, sur une façade ouest exposée à des cycles de mouillage et séchage. Les quantités de pluie battante, ruisselante et absorbée dans la pierre sont également mesurées. Cette communication présente le dispositif de mesure utilisé et les premiers résultats obtenus pendant les mois d'été et d'hiver 2013. Leur implication en termes de durabilité dans les pierres naturelle et artificielle est considérée.

RE-PROFILING OF ALTERED BUILDING SANDSTONES: ON-SITE MEASUREMENT OF THE ENVIRONMENTAL CONDITIONS AND THEIR EVOLUTION IN THE STONE

Artificial stones produced from stone powder and acrylic resin have been used during the restoration of the catholic church Notre-Dame de Vevey (Switzerland) for the reprofiling of molasse, a sandstone widely used in the Swiss built heritage. A measurement campaign began in July 2013 to quantify the environmental conditions to which the artificial and natural stones are exposed. The temperature and relative humidity are measured from the surface to a depth of 6.7 cm in the wall, on a West façade exposed to wetting and drying cycles. The amounts of wind-driven rain, run-off and absorbed water are also measured. This communication presents the instrumentation and the first results obtained from July 2013 to January 2014. Their implication in terms of durability in the natural and artificial stones is considered.

ÉCOULEMENT DE BÉTON DANS UN V-FUNNEL COUPLÉ À UN CANAL HORIZONTAL EN PLEXIGLAS

M. BENAICHA, O. JALBAUD, X. ROGUIEZ et Y. BURTSCHHELL

Le développement technologique des rhéomètres vise essentiellement une caractérisation rhéologique complète permettant une caractérisation d'ouvrabilité sans avoir recours aux tests empiriques. Par contre, l'utilisation d'un rhéomètre sur chantier est une opération très complexe. Outre les moyens empiriques classiques, dans notre étude nous avons développé un autre moyen de caractérisation rhéologique : c'est l'écoulement de béton dans un V-Funnel couplé à un canal horizontal en plexiglas.

L'objectif principal de cet article est de proposer, pour un mortier et un BAP, une corrélation entre la viscosité plastique et les propriétés d'ouvrabilité telles que le temps d'écoulement dans un V-Funnel et les paramètres géométriques du profil d'écoulement, tout en utilisant des abaques.

CONCRETE FLOW IN A V-FUNNEL COUPLED TO A PLEXIGLAS HORIZONTAL CHANNEL

The rheometers technological development aimed, essentially, the complete rheological characterization allowing a characterization of workability without the need for empirical tests. On the other hand, the use of a rheometer on building site is a very complex operation. In addition to traditional empirical means, in our study we used another means of rheological characterization: it is the flow of the concrete in a V-Funnel coupled to a horizontal channel Plexiglas.

The main objective of this article is to propose, for a SCC, a correlation between plastic viscosity and properties of workability such as the flow time in a V-Funnel and the geometrical parameters of the flow profile, while using charts.

FLUAGE DES INTERFACES COLLÉES BÉTON/COMPOSITE COUPLÉ À UN VIEILLISSEMENT HYGROTHERMIQUE : ÉTUDES EXPÉRIMENTALES ET ANALYTIQUES

Noureddine HOUHOU, Karim BENZARTI, Marc QUIERTANT, Sylvain CHATAIGNER, Georges YOUSSEF, Christophe AUBAGNAC, Marjorie RABASSE, André FLETY

Un dispositif expérimental innovant a été conçu pour étudier la durabilité de l'interface collée béton/composite soumise simultanément à une sollicitation de fluage et à un vieillissement hygrothermique. Plusieurs corps d'épreuve peuvent être mis en charge au moyen d'un système hydraulique centralisé. Les corps d'épreuve ont été conçus pour être compatibles avec un test destructif de cisaillement à simple recouvrement permettant d'évaluer la capacité résiduelle du joint collé après vieillissement. Pour valider ce concept, un prototype capable de solliciter simultanément trois corps d'épreuve à double recouvrement a été construit. Cet article se propose d'abord de décrire le dispositif de fluage, son instrumentation, les différentes phases de validation ainsi que le développement et la validation d'un modèle analytique permettant d'étudier le comportement en fluage de l'interface adhésive entre un substrat en béton et un composite de renforcement. Ensuite, nous décrivons le programme expérimental en cours de réalisation sur un banc de fluage comportant quatorze corps d'épreuve à double recouvrement et permettant de tester deux systèmes de renforts composites du commerce. Ce banc de fluage complet a été

installé dans une chambre climatique afin de coupler le vieillissement hygrothermique (40°C, 95% H.R.) à la charge mécanique.

CREEP OF BONDED CONCRETE/COMPOSITE INTERFACES COUPLED WITH HYGROTHERMAL AGEING: EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL INVESTIGATIONS

An innovative experimental device was designed for characterizing the creep behavior of the concrete/composite bonded interface, whilst this latter is simultaneously subjected to hydrothermal ageing. This test setup can load simultaneously

several double shear specimens by means of flat jacks connected to a hydro-pneumatic accumulator. Test bodies are compatible with an existing single shear test setup used for assessing the residual capacity of aged specimens. A prototype of the creep device involving three double-shear specimens was first designed and built in order to validate the concept. This paper aims at describing the proposed creep setup and its instrumentation, the validation stages, as well as the development and the validation of an analytical model for studying the creep behavior of bonded concrete/FRP interfaces. Then, we describe an ongoing experimental program involving fourteen test specimens reinforced with two different commercial FRP systems, installed in a climatic room (40°C, 95% R.H.) in order superimpose hygrothermal ageing to the creep load.

CARACTÉRISATION EXPÉRIMENTALE DE L'ENDOMMAGEMENT EN FATIGUE D'UN BÉTON BITUMINEUX RENFORCÉ À L'AIDE DE GÉO-GRILLES

EXPERIMENTAL CHARACTERISATION OF THE FATIGUE DAMAGE OF A GEOGRID REINFORCED ASPHALT CONCRETE

Ioana ARSENIE¹, Cyrille CHAZALLON¹, Jean-Louis DUCHEZ²

¹ ICUBE, UMR 7357, INSA de Strasbourg, 24 boulevard de la Victoire, 67084 Strasbourg
cyrille.chazallon@insa-strasbourg.fr

² Epsilon Ingénierie, Parc de Ruissel - Avenue de Lossburg, 69480 Anse

1. INTRODUCTION

Les sollicitations dues aux chargements du trafic et aux conditions climatiques représentent les causes principales de détérioration des chaussées. Les principaux modes de détérioration sont l'orniérage et la fissuration par fatigue de la couverture bitumineuse. La fissuration par fatigue est une dégradation majeure qui touche l'ensemble des structures de chaussées avec différentes origines et différents mécanismes de développement. Elle est à la base d'une accélération des dégradations propres à chaque type de chaussée par la diminution de la portance du support lors de l'infiltration d'eau et par la perte des conditions mécaniques nécessaires au maintien de la résistance des matériaux.

Les grilles en fibre de verre enduite appelées géo-grilles sont généralement utilisées dans la réhabilitation des chaussées fissurées, comme complexes anti-fissures [NGU 11]. Néanmoins, les géo-grilles peuvent également être employées dans les structures des chaussées neuves. Leur rôle est de retarder la propagation des fissures de fatigue et ainsi d'augmenter la durée de service de la chaussée. Ce rôle a été montré par plusieurs études, parmi lesquelles les études in situ conduites en France à l'IFFSTAR [KER 11] et en Italie [PAS 12] et les études de laboratoire [AGO 07][BAC 09][FER 11][ARS 12][ARS 13][CHA 13]. Généralement, dans le cas de réhabilitation des chaussées, les géo-grilles se trouvent à la base de la nouvelle couche bitumineuse, à l'endroit où les efforts de traction sont significatifs.

Le comportement en fatigue d'un matériau bitumineux est caractérisé par la droite de fatigue du matériau, obtenue lors de 18 essais de fatigue, effectués dans des conditions précises. Les conditions recommandées par la norme européenne de résistance à la fatigue [EN 12] sont : onde sinusoïdale, température $T = 10^{\circ}\text{C}$ et fréquence $f = 25\text{Hz}$. Cinq types d'essais peuvent être employés, respectivement : les essais de flexion en deux points sur des éprouvettes trapézoïdales (2PB-TR) et prismatiques (2PB-PR), les essais de flexion en trois points (3PB-PR) et en quatre points (4PB-PR) sur des éprouvettes prismatiques, l'essai de traction indirecte sur éprouvettes cylindriques (ITT-CY). Un autre type d'essai de fatigue, qui n'est pas normalisé, est l'essai de traction-compression sur des éprouvettes cylindriques (T/C-CY) [DIB 04].

La méthode française de dimensionnement de chaussées [NF 11] s'appuie sur l'étude de la durée de vie en fatigue conventionnelle N_f , correspondant au nombre de cycles nécessaires pour atteindre la moitié du module de rigidité initial du matériau ou $E/E_i = 0.5$. La déformation de dimensionnement ε_o conduisant à une durée de vie en fatigue de 1 million des cycles, est employée dans le calcul de la déformation en traction à la base de la couche bitumineuse. Sa valeur est déterminée à partir des essais de fatigues effectués à 10°C avec 25Hz . Lors du calcul de dimensionnement, la déformation calculée à la base des couches bitumineuses est comparée à la déformation admissible.

Dans ce travail, nous avons caractérisé le comportement en fatigue d'un béton bitumineux (NR) et celui du composite (R) formé de béton bitumineux et deux géo-grilles. Trente-huit essais de fatigue alternée en flexion quatre points (4PB) ont été effectués (18 essais NR et 20 essais R), conformément à l'Annexe D de la norme européenne de résistance à la fatigue. Les essais de fatigue sont complexes et dans le cas de fréquences élevées comme 25Hz il y a le risque d'endommagement du matériel en fin d'essais. Pour cette raison, la plupart des essais de ce travail ont été arrêtés quand le rapport de rigidité a atteint la valeur 0.3 ($E/E_i = 0.3$).

La comparaison des courbes moyennes d'endommagement en fatigue NR et R, à chaque niveau de déformation testé, a permis d'observer le rôle du renforcement et d'estimer une efficacité moyenne. Ce rôle a été confirmé par la comparaison des droites de fatigue des matériaux. La droite de fatigue permet d'estimer les durées de vie en fatigue quand le rapport de rigidité a atteint la valeur 0.5 ($E/E_i = 0.5$).

2. MATÉRIAUX

2.1. Béton bitumineux

Le matériau testé est un béton bitumineux semi-grenu classique de granularité 0/10 mm de type BBSG 0/10 classe III, d'après la classification européenne [EN 06]. Le mélange bitumineux (figure 1) est composé de : 40.68% d'agrégats 0/4 mm, 9.46% d'agrégats 4/6 mm, 42.58%

d'agrégats 6/10 mm, 1.89% de filler et 5.39% de bitume 35/50 après [EN 09].

Le matériau a un module d'élasticité de 9 GPa, obtenu lors des essais de rigidité en flexion quatre points à $T = 15^{\circ}\text{C}$ et $f = 10\text{Hz}$, conformément à la norme européenne EN 12697-26.

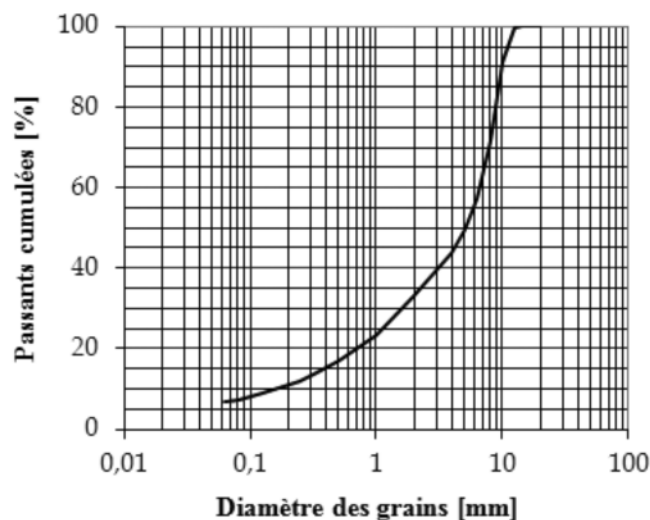


Figure 1. Courbe granulométrique du BBSG 0/10 classe III [ARS 13]

2.1. Grille en fibre de verre

La géo-grille testée est la grille en fibre de verre enduite Cidex 100SB de la société 6D Solutions, présentée dans la figure 2. Elle est composée de réseaux de fils en fibre de verre de type chaîne et trame et d'un voile en polyester non-tissé, collé en dessous des réseaux. Les mailles du grillage ont une géométrie carrée de dimensions $40 \times 40 \text{ mm}^2$. Le module de rigidité moyen de la géo-grille a été déterminé à l'aide de trois méthodes [THE, 11]. Il est estimé à 44 GPa.

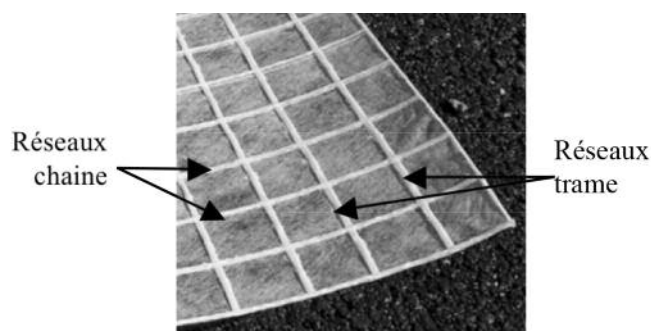


Figure 2. Géo-grille Cidex 100 SB. Géométrie et composition.

3. PRINCIPE DE L'ESSAI DE FATIGUE ALTERNÉE 4PB

Le principe de l'essai de fatigue alternée 4PB est schématisé figure 3. Pour cet article les essais ont été pilotés en

déformation, ainsi le déplacement maximum est constant. La poutre est fléchie d'une manière alternée dans son plan selon une onde sinusoïdale. Les rotations et les translations horizontales aux 4 points de contact sont libres. La déflexion de la poutre est mesurée avec un capteur de type « linear variable differential transducer » (LVDT). La force de réponse du matériau et l'angle de phase sont mesurés tout au long de l'essai.

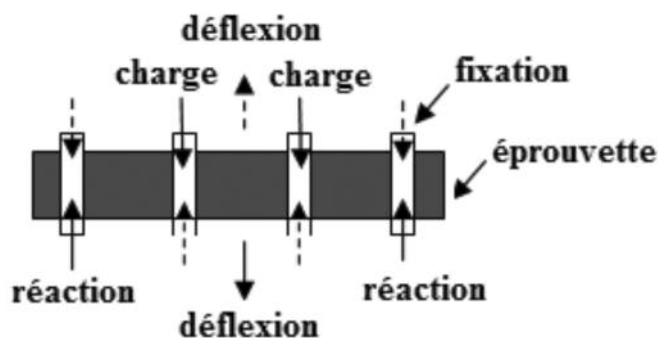


Figure 3. Principe de l'essai de fatigue alternée en flexion en quatre points.

Les essais de fatigue sont effectués au minimum à trois niveaux de déformations différents, avec un minimum de six répétitions par niveau. Les niveaux de déformations testés sont définis en fonction du matériau, pour obtenir des durées de vie en fatigue entre 10^4 et 10^6 cycles pour au minimum 2 niveaux et entre 10^6 et 10^7 cycles pour au moins un niveau de déformation [EN 12].

4. ESSAIS DE FATIGUE 4PB

4.1. Fabrication des éprouvettes

Deux types d'éprouvettes ont été fabriqués dans le laboratoire, respectivement : 18 éprouvettes en béton bitumineux non-renforcé (NR) et 20 éprouvettes en béton bitumineux renforcé (R). La fabrication comprend cinq étapes :

- Compactage de la première couche en béton bitumineux de 50 mm hauteur,
 - Collage de la première géo-grille à l'aide d'une couche d'accrochage en émulsion à base de bitume résiduel dans le cas des plaques R ou application d'une couche d'émulsion dans le cas des plaques NR,
 - Compactage de la deuxième couche en béton bitumineux de 50 mm hauteur,
 - Collage de la deuxième géo-grille avec une couche d'accrochage en émulsion à base de bitume résiduel dans le cas des plaques R ou application d'une couche d'émulsion dans le cas des plaques NR,
 - Compactage de la deuxième couche en béton bitumineux de 50 mm hauteur,
 - Démoulage de la plaque et collage de deux morceaux en béton bitumineux de chaque côté de la plaque de $600 \times 400 \times 150 \text{ mm}^3$ afin d'obtenir une plaque de $630 \times 400 \times 150 \text{ mm}^3$.
 - Sciage de la plaque de $630 \times 400 \times 150 \text{ mm}^3$ et obtention des trois poutres prismatiques de $630 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$.
- L'émulsion de bitume résiduel utilisée pour la couche d'accrochage de la géo-grille pour les plaques renforcées, est fabriquée à base de 600 g/m^2 de bitume résiduel. La couche

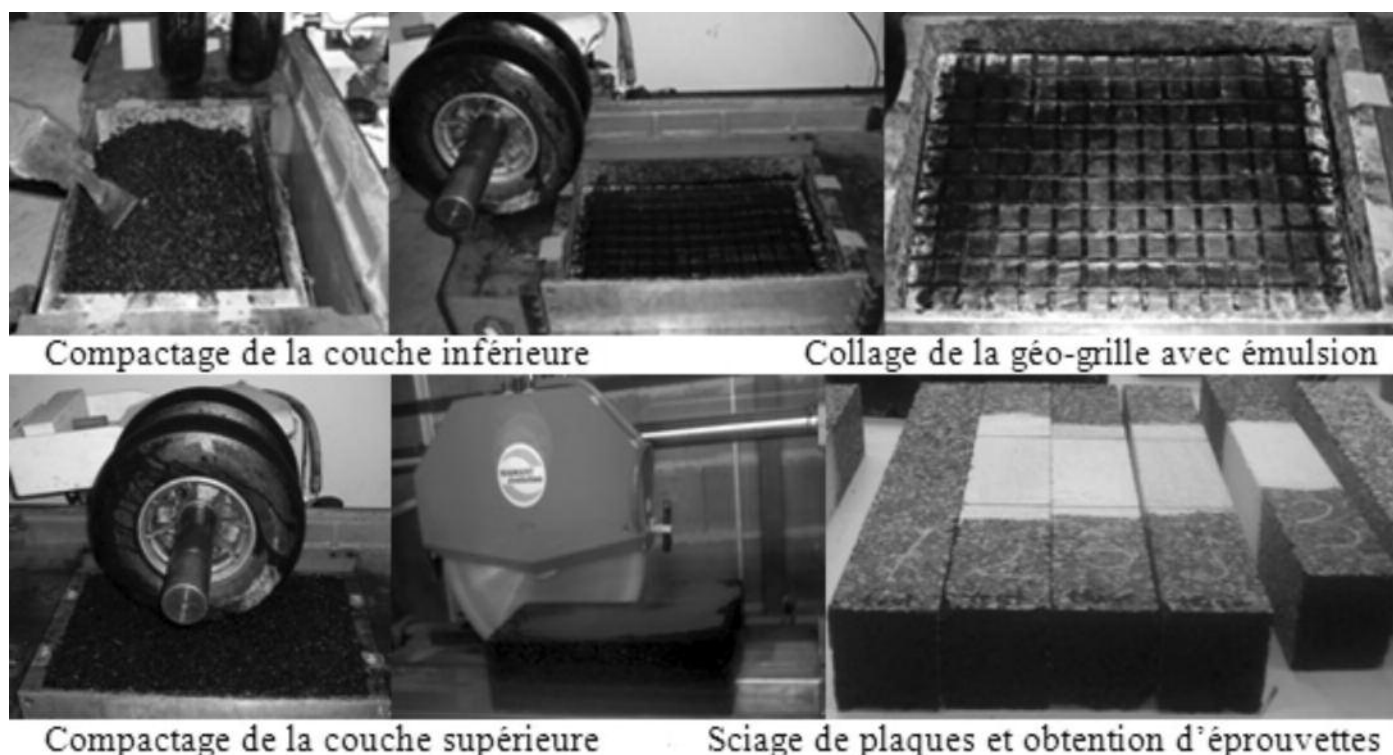


Figure 4. Étapes et dispositifs de fabrication des plaques renforcées [ARS, 13]

en émulsion de bitume répandue à l'interface entre deux couches en béton bitumineux des plaques non-renforcées est fabriquée à base de 300 g/m² de bitume résiduel.

4.2. Programme et dispositif d'essais

Avant l'essai, toutes les éprouvettes ont été conditionnées pendant 12 h dans l'enceinte climatique du dispositif d'essai (figure 5) à 10°C.

Pour chaque type d'éprouvette (NR et R), le programme expérimental est composée de :

- 6 essais de fatigue au niveau de déformation $\epsilon = 150 \mu\text{m/m}$,
- 6 essais de fatigue au niveau de déformation $\epsilon = 135 \mu\text{m/m}$,
- 6 essais de fatigue au niveau de déformation ϵ compris dans l'intervalle (111 ;116) $\mu\text{m/m}$ pour les éprouvettes NR
- 6 essais de fatigue au niveau de déformation ϵ compris dans l'intervalle (126 ;129) $\mu\text{m/m}$ et 2 essais supplémentaires à $\epsilon = 115 \mu\text{m/m}$ pour les éprouvettes R.

4.3. Résultats des essais 4PB et interprétation

Les résultats des 38 essais de fatigue 4PB alternée sont groupés dans le tableau 1.

Les durées de vie en fatigue N_f ont été utilisées pour calculer la droite de fatigue de chaque matériau selon les équations [1] et [2] :

$$\ln N_{f,NR} = 38.927 - 5.293 \ln \epsilon \quad [1]$$

$$\ln N_{f,R} = 42.426 - 5.905 \ln \epsilon \quad [2]$$

où $N_{f,R}$ est le nombre de cycles de chargement et ϵ est l'amplitude de déformation.

La déformation de dimensionnement de chaque matériau résulte des équations [1][2] : $\epsilon_{6,NR} = 115 \mu\text{m/m}$ et $\epsilon_{6,R} = 127.1 \mu\text{m/m}$, soit une augmentation de 10.52%.

La comparaison des droites de fatigue [1][2] montre que la pente de la droite de fatigue augmente de 11.56%, grâce à la présence des géo-grilles. Ces résultats sont importants pour la méthode française de dimensionnement de chaussées [NF 11].

Les figures 6 et 7 présentent les courbes d'endommagement en fatigue de type E/E_i-N pour tous les niveaux de sollicitation testés pour chaque type de matériau testé. Trois courbes sont présentées à chaque niveau de sollicitation ϵ , en se basant sur les durées de vie conventionnelles N_f , respectivement : la courbe minimale, la courbe maximale et la courbe moyenne, correspondantes à la valeur de N_f minimale, maximale, et à la moyenne des toutes les valeurs N_f des répétitions (éprouvettes testées au même niveau ϵ).

L'efficacité de la géo-grille a été calculée comme le rapport des durées de vie en fatigue moyennes du béton bitumineux NR et du béton bitumineux renforcé R, à chaque niveau de déformation testé (tableau 2). Les niveaux de déformation considérés (150, 135 et 115 $\mu\text{m/m}$) sont les niveaux communs entre NR et R.

Le rapport moyen expérimental $N_{f,R}/N_{f,NR}$ sur les trois niveaux de déformation considérés est de 1,50, ce qui signifie que la géo-grille augmente la durée de vie en fatigue du béton bitumineux de 50%. Le rapport moyen $N_{f,R}/N_{f,NR}$ calculé à partir des droites de fatigues [1][2] sur les

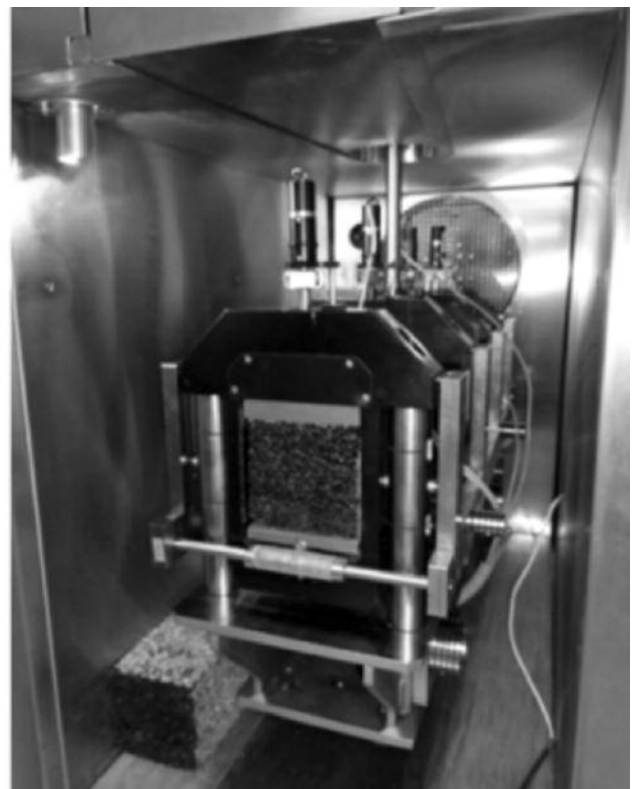


Figure 5. Banc de fatigue en flexion en quatre points et montage de l'éprouvette

ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	NR	N_f [cycles]	ε [$\mu\text{m}/\text{m}$]	R	N_f [cycles]
150	1NR	280 310	150	1R	371 981
	2NR	343 910		2R	324 392
	3NR	303 070		3R	367 590
	4NR	212 750		4R	339 990
	5NR	163 610		5R	407 852
	6NR	243 590		6R	313 640
Moyenne $N_{f, NR}$		257 873	Moyenne $N_{f, R}$		354 240
135	7NR	328 210	135	7R	817 200
	8NR	578 130		8R	868 210
	9NR	374 550		9R	636 640
	10NR	540 050		10R	685 650
	11NR	291 800		11R	643 584
	12NR	375 770		12R	695 210
Moyenne $N_{f, NR}$		414 752	Moyenne $N_{f, R}$		724 416
111	13NR	1 084 290	129	13R	1 166 121
	14NR	1 200 000		14R	925 560
	15NR	1 320 000		15R	948 960
116	16NR	1 094 338	126	16R	1 579 385
	17NR	848 710		17R	1 056 140
	18NR	1 036 400		18R	896 680
Moyenne $N_{f, NR}$		1 097 290	Moyenne $N_{f, R}$		1 095 474
			115	19R	1 253 020
				20R	1 618 310
			Moyenne $N_{f, R}$		1 435 665

Tableau 1. Durées de vie en fatigue obtenues lors des 38 essais de fatigue 4PB

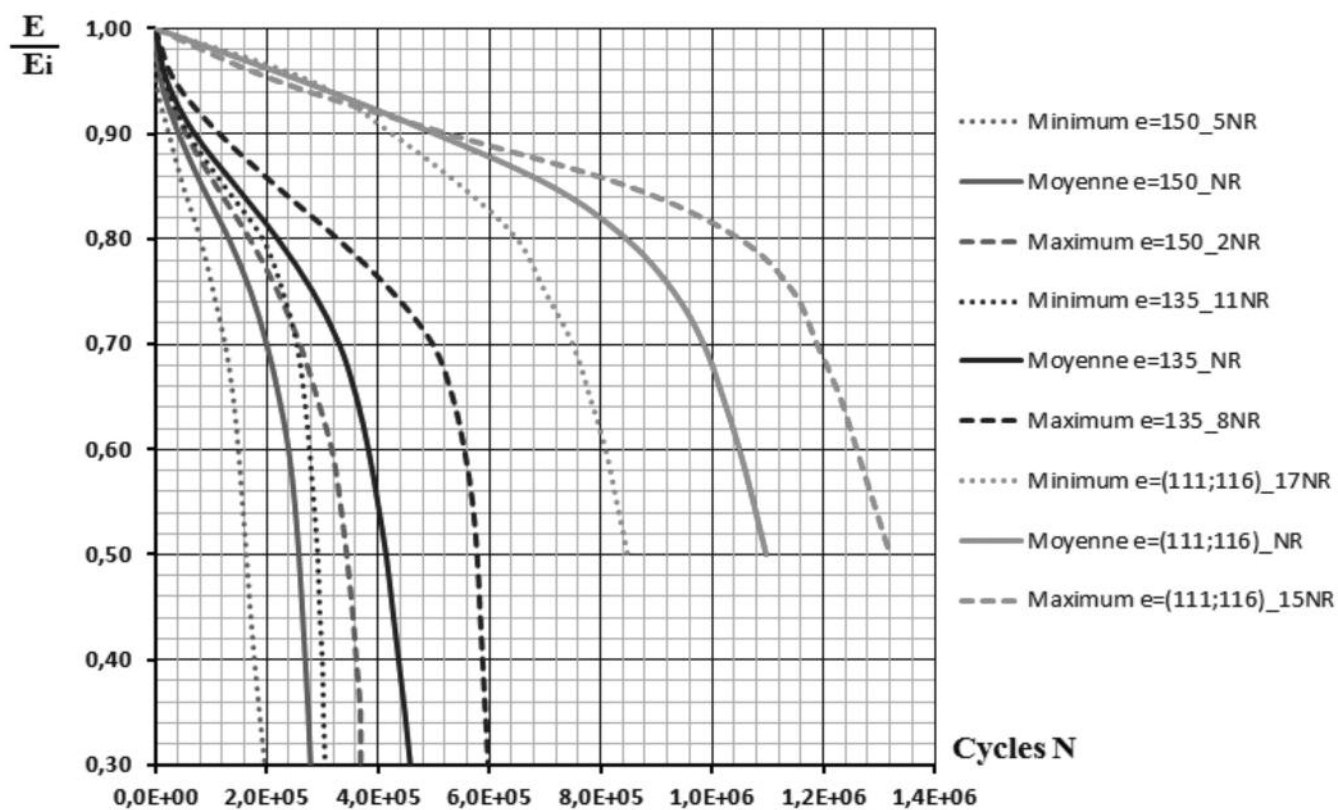


Figure 6. Courbes d'endommagement en fatigue du béton bitumineux NR : minimum, moyenne et maximum à $\varepsilon = 150, 135$ et $(111 ; 116) \mu\text{m}/\text{m}$

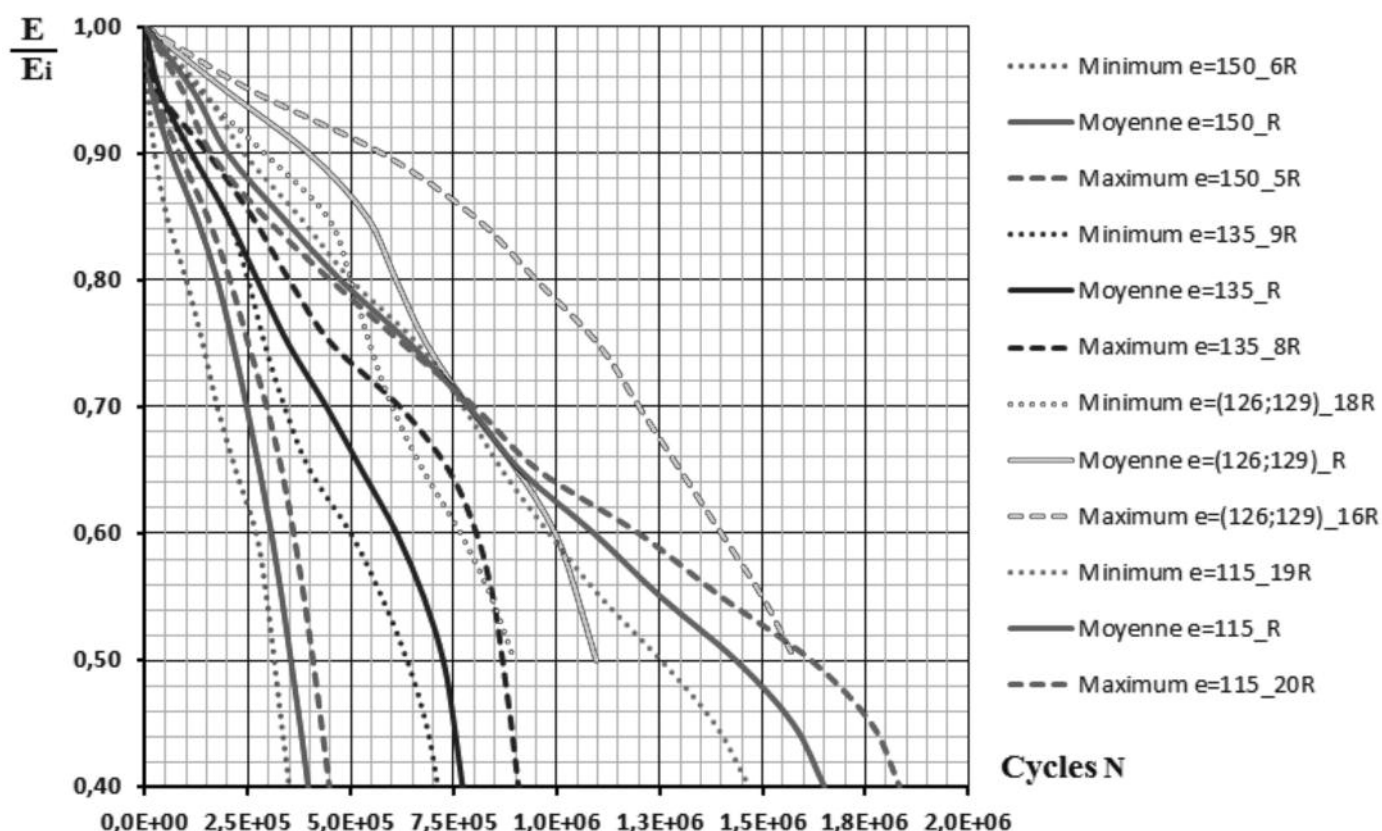


Figure 7. Courbes d'endommagement en fatigue du béton bitumineux renforcé par géo-grilles R: minimum, moyenne et maximum à $\varepsilon = 150, 135, (126 ; 129), 115 \mu\text{m/m}$

ε	Résultats expérimentaux			Droites de fatigue		
$\mu\text{m/m}$	$N_{f,R}$	$N_{f,NR}$	$\frac{N_{f,R}}{N_{f,NR}}$	$N_{f,R}$	$N_{f,NR}$	$\frac{N_{f,R}}{N_{f,NR}}$
150	354 240 6 essais	257 873 6 essais	1.37	374 942 Eq. [2]	242 903 Eq. [1]	1.54
135	724 416 6 essais	414 752 6 essais	1.75	698 342 Eq. [2]	420 700 Eq. [1]	1.66
115	1 435 665 2 essais	1 034 805 6 essais	1.39	1 779 408 Eq. [2]	1 000 000 Eq. [1]	1.78
Moyenne $\frac{N_{f,R}}{N_{f,NR}}$			1.50	Moyenne $\frac{N_{f,R}}{N_{f,NR}}$		
				1.66		

Tableau 2. Rapport de durées de vie en fatigue $N_{f,R}/N_{f,NR}$ expérimentales et calculées par les droites de fatigue

trois niveaux de déformation considérés est de 1,66, ce qui signifie que la géo-grille augmente la durée de vie en fatigue du béton bitumineux de 66%. Les valeurs confirment que la géo-grille retarde la propagation des fissures et représente un renforcement du béton bitumineux, soumis à des sollicitations de fatigue.

Le tableau 3 présente l'ordre de grandeur de la dispersion expérimentale, exprimée par le rapport maximal des durées de vie en fatigue de 38 essais effectués sur les matériaux

testés. Dans le cas du béton bitumineux, la plus grande dispersion correspond au niveau $\varepsilon = 150 \mu\text{m/m}$, où le rapport maximal des durées de vie est de 2,1. Il a été montré par [DIB 04] une dispersion équivalente entre les essais de flexion quatre points et les essais de flexion deux points, qui sont les essais de référence en France. Dans le cas du béton bitumineux renforcé par des géo-grilles, la plus grande dispersion correspond à l'intervalle $\varepsilon = (126 ; 129) \mu\text{m/m}$ où le rapport maximal des durées de vies est de 1,76.

Indicateur de dispersion	Formule de calcul	Niveaux de déformation testés ϵ [$\mu\text{m}/\text{m}$]			
		150	135	(126;129)	(111;116)
N° d'essais NR	n	6	6	0	6
Rapport maximal des durées de vie	$\frac{N_{fNR,max}}{N_{fNR,min}}$	2.1	1.98	–	1.55
N° d'essais R	n	6	6	6	2
Rapport maximal des durées de vie	$\frac{N_{fNR,max}}{N_{fNR,min}}$	1.30	1.36	1.76	1.29

Tableau 3. Dispersion expérimentale des essais de fatigue alternée 4PB

5. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Cet article a présenté une campagne expérimentale complète formée de 38 essais de fatigue alternée en flexion en quatre points (4PB), menés pour caractériser le comportement en fatigue d'un béton bitumineux semi-grenu BBSG 0/10 de classe III et du même matériau renforcé à l'aide des deux géo-grilles de type Cidex 100SB. Les essais de fatigue ont été effectués avec au minimum 3 niveaux de déformation et 6 répétitions par niveau, pour chaque matériau, conformément aux conditions de la norme européenne de résistance à la fatigue [NF 12] : chargement sinusoïdal, température $T = 10^\circ\text{C}$, fréquence $f = 25\text{Hz}$. Les niveaux des déformations testés pour le béton bitumineux sont $\epsilon = 150 \mu\text{m}/\text{m}$, $135 \mu\text{m}/\text{m}$, $111\text{-}116 \mu\text{m}/\text{m}$. Les niveaux des déformations testés pour le béton bitumineux renforcé sont $\epsilon = 150 \mu\text{m}/\text{m}$, $135 \mu\text{m}/\text{m}$, $126\text{-}129 \mu\text{m}/\text{m}$, $115 \mu\text{m}/\text{m}$.

Les essais ont permis de calculer la droite de fatigue de chaque matériau (NR et R) et d'estimer la valeur de déformation de dimensionnement ϵ_0 , dans des conditions équivalentes à celles considérées lors du calcul de dimensionnement de chaussées. La comparaison des droites de fatigue NR et R a montré que la géo-grille :

- augmente la durée de vie en fatigue N_f de 50% (essais 4PB), respectivement de 66% (droites de fatigue NR et R),
- augmente la déformation de dimensionnement ϵ_0 de 10,52%,
- augmente la pente de la droite de fatigue de 11,56%.

Ces valeurs sont importantes pour la méthode française de dimensionnement des chaussées et permettent de calculer la déformation en traction admissible à la base de la couche bitumineuse.

La comparaison des courbes d'évolution en fatigue E/E_0 -N des éprouvettes NR et R a montré que la géo-grille Cidex 100SB retarde la propagation des fissures et augmente la durée de vie en fatigue.

En perspectives, des essais de fatigue 4PB sont envisagés pour observer l'effet de la température et de la fréquence sur le comportement en fatigue des bétons bitumineux renforcés par des géo-grilles.

6. BIBLIOGRAPHIE

- [ARS 13] ARSENIE, I.M., Etude et modélisation des renforcements de chaussées à l'aide des grilles en fibre de verre sous sollicitations de fatigue, Thèse de doctorat, INSA de Strasbourg, 29 novembre 2013.
- [ARS 12] ARSENIE, I., CHAZALLON, C., THEMELI, A., DUCHEZ, J.L., DOLIGEZ D., Study of the fatigue behavior of fiber glass reinforced bituminous mixture, Proceedings of the 7th RILEM International Conference on Cracking in Pavements, Vol. 2, pp. 653-664, Delft, Hollande, 21 juin 2012.
- [AGO 07] AGOSTINACCHIO, M., FIORI, F., A finite element model to evaluate the role of interlayer fiberglass geogrids in retarding reflective cracking in flexible pavements, Conference on Advanced characterisation of pavement and soil engineering materials, Athens, Greece, Taylor and Francis Group, London, ISBN 978-0-415-44882-6, 2007.
- [BAC 09] BACCHI M., Analysis of the variation in fatigue life through four-point bending test, Proceedings of the 2nd Workshop on Four Point Bending, pp. 205-215, Pais (Ed.), University of Minho, Portugal. ISBN 978-972-8692-42-1, 2009.
- [CHA 13] CHAZALLON, C., ARSENIE I., THEMELI, A., DUCHEZ, J.L., DOLIGEZ, D., Study of the fatigue behaviour of an asphalt mixture reinforced by glass fiber grid, Proceedings of the European Asphalt Technology Association Conference (EATA), 12 p., Braunschweig, Allemagne, 3-5 juin 2013.
- [DIB 04] DI BENEDETTO H., DE LA ROCHE C., BAAJ, H., PRONK, A., LUNDSTROM, R., Fatigue of bituminous mixtures, Rilem TC182-PEB Performance testing and evaluation of bituminous materials, *Materials and Structures*, Vol. 37, pp. 202-216, 2004.
- [EN 12] EN 12697-24, *Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud. Résistance à la fatigue*, 2012.

- [EN 06] EN 13108-1, *Spécification des matériaux Partie 1. Enrobés bitumineux*, 2006.
- [EN 09] EN 12591, *Spécifications des bitumes routiers. Bitumes et liants bitumineux*, décembre 2009.
- [FER 11] FERROTI, G., CANESTRARI, F., VIRGILI, A., GRILLI, A., A strategic laboratory approach for the performance investigation of geogrids, *Construction and Building Materials* 25(2011)2343-2348, 2011.
- [KER 11] KERZREHO, J.P., HORNYCH P., Enrobé armé de grille en fibre de verre, *Revue générale des routes et de l'aménagement*, N° 890, December 2010 - January 2011.
- [NGU,13] NGUYEN, M.L., BLANC, J., KERZREHO, J.P., HORNYCH, P., Review of glass fibre grid use for pavement reinforcement and APT experiments at IFSTTAR, *Road Materials and Pavement Design*, Vol. 14, 2013, pg. 287-308, DOI: 10.1080/14680629.2013.774763, 2013.
- [NF 11] NF P98-086, *Dimensionnement structurel des chaussées routières – Application aux chaussées neuves*, octobre 2011.
- [PAS 12] PASQUINI, E., BOCCI, M., FEROTTI, G., CANESTRARI, F., Laboratory characterization and field validation of geo-grid reinforced asphalt pavements, *Road Materials and Pavement Design*, Taylor and Francis, DOI:10.1080/14680629.2012.735797, 2012.
- [THE 11] THEMELI, A., Etude de la fatigue de bétons bitumineux renforcés par des grilles en fibre de verre, *Mémoire de master recherche*, INPL, 2011.

INFLUENCE DES PARAMÈTRES RHÉOLOGIQUES DES BÉTONS AUTOPLAÇANTS SUR LEUR DURABILITÉ

INFLUENCE OF RHEOLOGICAL PARAMETERS ON DURABILITY OF SELF CONSOLIDATED CONCRETE

B. AÏSSOUN^{1,2} ; K. KHAYAT^{1,3} ; J.-L. Gallias² ; A. KACI²

¹ Département de Génie civil de l'Université de Sherbrooke 2500 boul. de l'université J1K 2R1 Sherbrooke Canada

² L2MGC Université de Cergy Pontoise 5 Mail Gay-Lussac, 95031 Neuville-sur-Oise cedex, France

³ Engineering Research Lab. Rolla Missouri University of Science and Technology 224, MO 65409 U.S.A

1. INTRODUCTION

La réussite de la mise en place et de la consolidation des bétons traditionnels dans les coffrages dépend essentiellement de la formulation du béton, de sa consistance et des moyens de coulage et de vibration mis en œuvre. Plusieurs règles de l'art ont été établies quant aux conditions de coulage et de vibration à respecter en fonction de la consistance du béton et de la complexité du coffrage afin d'assurer le bon enrobage des armatures, l'absence de défauts de compacité et la qualité du parement. Ces caractéristiques sont, avec la formulation du béton et la cure, les principaux paramètres garantissant la pérennité du béton.

Dans le cas des bétons autoplacants (BAP), grâce à leur grande fluidité, la mise en place dans les coffrages a lieu par écoulement libre sous l'effet du poids propre et leur consolidation résulte de l'action des forces d'Archimède sur les bulles d'air incluses dans le béton. Ce sont donc les propriétés d'écoulement du béton qui doivent jouer un rôle important sur les propriétés de durabilité. [CHI 03] ont été les premiers à étudier la relation possible entre les propriétés à l'état frais des bétons fluides, avec des rapports E/C supérieurs à 0,6 mais pas autoplacants ($270\text{mm} \leq \text{étalement} \leq 490\text{mm}$) et leur durabilité. Bien qu'une relation globale entre sorptivité et propriétés d'écoulement fût établie, le rôle spécifique des propriétés rhéologiques ne peut

pas être facilement évalué dans la mesure où plusieurs paramètres varient simultanément et le nombre de bétons étudiés n'est pas important. De plus, les paramètres rhéologiques ont été déterminés par des calculs sur la base d'essais empiriques.

Notre objectif est d'étudier l'effet spécifique des propriétés d'écoulement des BAP à l'état frais sur leur durabilité. Pour cela, 17 formulations de BAP ont été étudiées. Elles se différencient par les dosages en superplastifiant (SP) et en agent de viscosité (VMA) permettant de modifier les propriétés rhéologiques. Les autres paramètres de formulation sont maintenus constants. Les propriétés rhéologiques du béton à l'état frais ont été caractérisées par des essais empiriques (mesures d'étalement, de T_{500} et d'indice de ségrégation) et des mesures rhéologiques. La sorptivité a été choisie comme indice de durabilité du béton. Elle caractérise l'évolution de l'absorption de l'eau par le béton par capillarité en conditions partiellement saturées. Ce travail de recherche fondamentale ouvre la voie d'une optimisation de la durabilité des BAP et à ce titre il peut intéresser tous les utilisateurs des BAP.

2. MATÉRIAUX ET MÉTHODES EXPÉRIMENTALES

2.1. Formulation des bétons

Toutes les formulations de BAP étudiées peuvent être utilisées pour la construction des ouvrages d'art ou pour l'industrie de la préfabrication. Ils respectent les exigences normatives de la norme canadienne CSA-A23.2-09 vis-à-vis des environnements climatiques sévères. Dans le cadre de la normalisation française et européenne (NF EN 206.1), ils répondent aux spécifications des bétons exposés aux classes d'exposition XF4 et XD3.

Les bétons sont composés d'un ciment, d'un sable, d'un gravillon, d'un superplastifiant, d'un agent entraîneur d'air et éventuellement d'un agent de viscosité. Un ciment ternaire, nommé Gub-F/SF, a été utilisé dans cette étude. Il est composé d'environ : 75% de ciment à usage général (type GU selon la norme canadienne/CSA-A3001-08), 5% de fumée de silice et de 20% de cendre volante. Il est généralement recommandé pour les bétons susceptibles d'être soumis à des conditions environnementales sévères. Le squelette granulaire a été optimisé avec un logiciel d'optimisation granulaire [SED 00] de manière à avoir une compacité maximale. Les classes granulaires du sable et des gros granulats sont respectivement 0/5 et 5/14 et leur granulométrie est conforme à la norme CSA A23.2-2A. L'agent de viscosité de type hydroxypropyl-méthyl cellulose, sous forme de poudre, dilué dans de l'eau (concentration massique 0,106 kg/l) a été utilisé. Le superplastifiant utilisé est un polycarboxylate ayant une densité de 1,07 et un extrait sec de 30,2%. L'agent entraîneur d'air utilisé est une solution liquide d'acides gras sulfonés de densité relative 1,007 ayant un pH de 9,5 et un extrait sec de 10,5%.

Les dix-sept formulations étudiées ici présentent un dosage en ciment, un rapport E/L constant et un squelette granulaire identique. Les dosages en superplastifiant (SP), en agent de viscosité (AV) et en agent entraîneur d'air (AEA) ont été modifiés (tableau 1) afin de couvrir différentes zones rhéologiques correspondant à des seuils de cisaillement et à des viscosités faibles, moyennes et élevées. D'une manière générale, la variation du seuil de cisaillement est corrélée empiriquement à la variation de l'étalement et la variation de la viscosité est corrélée empiriquement à la variation du temps T_{500} .

No. Bétons.	Groupe 1
Ciment (kg/m ³)	425
Eau (kg/m ³)	170
Rapport E/C	0.4
Rapport S/G (par volume)	1
Sable (kg/m ³)	823
Gros granulat (kg/m ³)	860
Superplastifiant (SP en %)	0.17-0.63
AV (%)	0-0.5
AEA (%)	0.002-0.004
Diamètre d'étalement	450-700
T_{500} (s)	2-9

Tableau 1 : Composition des bétons étudiés.

Nous avons réparti les 17 formulations BAP étudiées en 4 groupes (figure 1). Le premier groupe est constitué de cinq bétons (béton 1 à 5) obtenus en variant les dosages en superplastifiant et en agent de viscosité de manière à obtenir un étalement de 500 à 600 mm et un temps T_{500} de 2 à 4s. Le deuxième groupe est composé de cinq bétons (désigné 6 à 10) ayant des étalements compris entre 600 et 700 mm et le temps T_{500} entre 2 et 4s. Le troisième groupe (bétons 11 à 15) est composé de cinq bétons avec des étalements compris entre 500 et 700 mm et des temps T_{500} compris entre 4 et 9s. Les deux bétons restants (béton 16 et 17) constituant le quatrième groupe ont un étalement de 450 et 490 mm et par conséquent ne figure pas sur le schéma, puisque le T_{500} ne peut pas être mesuré dans ce cas.

2.2. Mesures expérimentales

L'étude de l'éventuelle relation entre les paramètres rhéologiques et la durabilité, est appuyée sur deux campagnes d'essais. La première est réalisée parallèlement à la confection des éprouvettes, en l'occurrence à l'état frais.

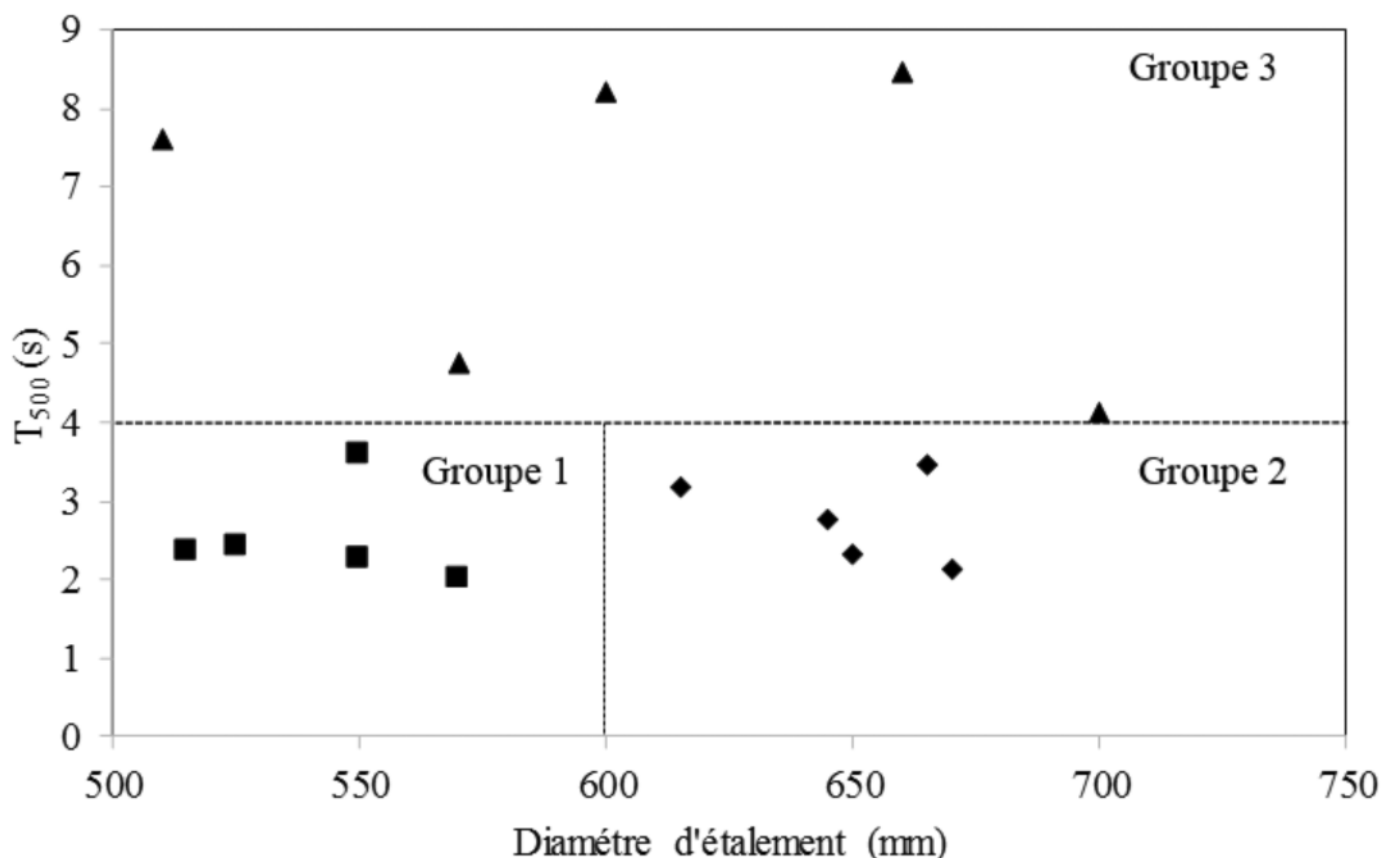


Figure 1 : Bétons formulés à différents comportements rhéologiques.

Les paramètres rhéologiques sont mesurés moyennant des essais empiriques (mesure de l'étalement et du T_{500}) et des essais au rhéomètre. Quand à la deuxième campagne, elle est effectuée sur des bétons mûris pendant 28 jours dans un environnement contrôlé (chambre à 23 °C et à 100% d'humidité relative). La sorptivité obtenue à partir de l'essai d'absorption capillaire, a été choisie comme indicateur de durabilité et par conséquent est le paramètre principal d'étude à l'état durci. D'autres essais complémentaires ont été effectués pour estimer la porosité accessible par l'eau à l'état durci du béton. Il s'agit de l'essai de densité et d'absorption décrit par la norme ASTM C642. La hauteur d'ascension de l'eau dans le béton a été calculée à partir des résultats des essais de l'absorption capillaire et de la porosité accessible par l'eau.

2.2.1. Mesures à l'état frais

Le test d'étalement a été choisi en premier lieu pour définir le domaine rhéologique de l'étude. Il a été effectué conformément à la norme ASTM C 1611 permettant de mesurer également le T_{500} , c'est-à-dire le temps nécessaire en secondes pour que l'étalement du béton autoplacant atteigne un diamètre de 500 mm (Figure 2). Cette norme est équivalente à la norme française NF EN 12350-8. D'autres essais de convenance ont été également effectués pour la mesure du volume d'air équivalente à la méthode de la colonne d'eau de la norme NF EN 12350-7, de la masse volumique (ASTM C 231 équivalente à NF EN

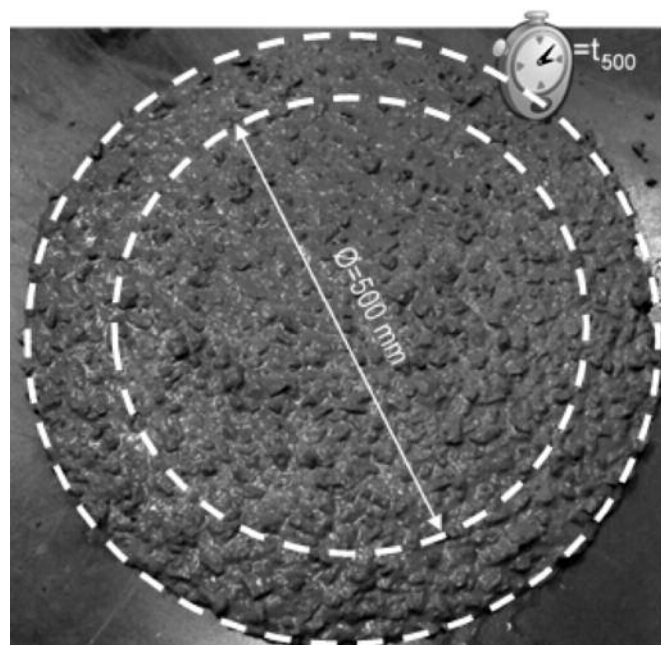


Figure 2 : Essai d'étalement et mesure du temps à 500 mm d'étalement (T_{500}).

12350-6) et de l'indice de ségrégation statique " S_s " (ASTM C 1610). L'essai français correspondant à l'essai de ségrégation statique ASTM C 1610 est l'essai au tamis de la norme NF EN 12350-11. Les deux essais visent à caractériser le potentiel de ségrégation, mais ils se basent

sur de modes opératoires différents. La norme française mesure le pourcentage de laitance récupéré à travers un tamis sur 5kg de béton tandis que la norme ASTM C1610 s'intéresse à la répartition des gros granulats à travers une colonne de 660 mm de hauteur. L'essai ASTM C1610 n'a été effectué que sur des bétons qui ont des étalements supérieurs à 600 mm car en dessous de cette valeur les bétons ne présentent pas de risque de ségrégation. Il n'y a pas d'études à ce jour concernant l'équivalence des résultats obtenus par ces deux normes.

Le rhéomètre de dernière génération *Contec 5* a été utilisé pour déterminer les paramètres rhéologiques. C'est un rhéomètre de type Couette à cylindre intérieur de 10 cm de rayon et de 12,5 cm de hauteur et à cylindre extérieur de 14,5 cm de rayon rainuré pour éviter le glissement. Cela fait un entrefer de $4.5\text{cm} > 3D_{\text{max}}$. Le cylindre extérieur est animé d'un mouvement de rotation uniforme et le cylindre intérieur est maintenu immobile. Les couches du béton dans l'entrefer sont alors soumises à un mouvement relatif les unes par rapport aux autres correspondant à une vitesse de cisaillement donnée et soumises à une contrainte de cisaillement en tout point de l'échantillon. Les paramètres rhéologiques du béton (seuil de cisaillement et paramètres de viscosité) sont déterminés sur la base d'un modèle rhéologique à partir de la relation entre le moment nécessaire à la rotation et la vitesse de rotation mesurés par le rhéomètre (figure 3).

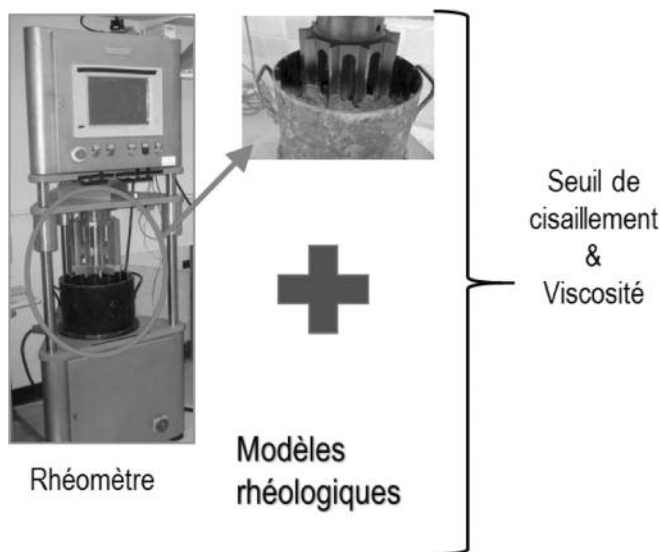


Figure 3 : Détermination des paramètres rhéologiques (seuil de cisaillement et viscosité) à l'aide d'essais rhéométriques.

Les essais rhéologiques ont été effectués dans une salle où la température et l'humidité relative sont identiques pour tous les bétons. Le béton est pré-cisaillé pendant 20 s à vitesse maximale (0,7 tps). Ensuite suit une phase de descente constituée de dix paliers de vitesses allant de 0,5 tps à 0,025 tps pendant 64 s. Pour chaque palier cinquante mesures de couple ont été enregistrées. La valeur retenue correspond au régime établi où il est clairement identifié une zone de stabilité (moyenne des moments mesurés). Les valeurs aberrantes des moments, qui peuvent être essentiellement dues à une augmentation locale du seuil par la formation momentanée d'un blocage de gros granulats sont

ignorées. De plus, une mesure supplémentaire de couple a été effectuée pour une valeur de cisaillement correspondant à deux tiers de la vitesse maximale (soit 0,31 tps). Cette mesure permet de vérifier si le béton a ségrégré pendant l'essai rhéologique [HEI 08]. Toutes les mesures rhéologiques ont été terminées 20 mn après le début du malaxage garantissant une faible évolution de l'hydratation (période dormante).

En général, le comportement rhéologique des bétons ordinaires suit une loi linéaire et le modèle de Bingham est suffisant pour décrire le comportement rhéologique. Ce n'est pas le cas des bétons fortement adjuvantés. Le modèle d'Herschel-Bulkley (HB) (équation [1]) semble répondre mieux pour décrire de tels comportements.

$$\tau = K\dot{\gamma}^n + \tau_0 \quad [1]$$

Avec τ_0 : Seuil de cisaillement, K : indice de viscosité et n : indice de fluidité.

2.2.2. Mesures à l'état durci

La caractérisation de la durabilité des bétons durcis a été effectuée sur la base d'un essai d'absorption capillaire (ou de sorptivité). C'est un essai qui consiste à mesurer par pesées successives, la quantité d'eau absorbée par un échantillon de béton préalablement séché jusqu'à poids constant (figure 4). Cet essai permet de déterminer la sorptivité (exprimée en $\text{cm}^3/\text{cm}^2/\text{s}^{1/2}$). C'est un indice de durabilité qui représente la vitesse d'absorption de l'eau par le béton dé-saturée. En d'autres termes, la sorptivité est la pente de la courbe qui relie l'absorption capillaire à la racine carrée du temps. [GAG 11] ont montré qu'il existe une bonne corrélation entre la sorptivité des bétons traditionnels et leur écaillage qui est aussi une propriété caractéristique de la durabilité suite aux cycles de gel-dégel et notamment s'il y a eu usage de sels déverglaçants.

L'essai d'absorption capillaire a été effectué sur des échantillons de 50 mm d'épaisseur prélevés au cœur de carottes de 100 mm de diamètre (Figure 5b). Les carottes ont été prélevées à partir de la surface latérale de blocs de dimensions 500 x 400 x 200 mm (H x L x e) dans le sens de l'épaisseur (figure 5a). Le coulage des blocs de bétons et les essais rhéologiques ont été effectués simultanément pour éliminer l'effet du temps d'attente sur les propriétés rhéologiques des blocs de bétons.

L'essai d'absorption capillaire a été effectué suivant les recommandations de l'Association Française de Génie Civil [GRA 07]. Les échantillons ont été séchés à 80°C dans une étuve ventilée jusqu'à ce que la variation de masse entre deux pesées successives espacées de 24h soit inférieure à 0.1%. Ce seuil est atteint au bout de 30 jours environ. Pour les pesées pendant le séchage, les échantillons sont préalablement refroidis à humidité relative de 50% et à une température de 20°C. Lorsque le séchage est complet, toutes les faces extérieures des échantillons cylindriques sauf les faces étudiées, ont été imperméabilisées après les avoir laissés refroidir sous une humidité relative de 60%. Les mesures des masses sèches sont ensuite effectuées et les échantillons sont placés dans un bassin d'eau de 10 mm d'épaisseur, faces étudiées immergées. La quantité d'eau absorbée dans le temps par ascension capillaire a été déterminée par une mesure pondérable à diffé-

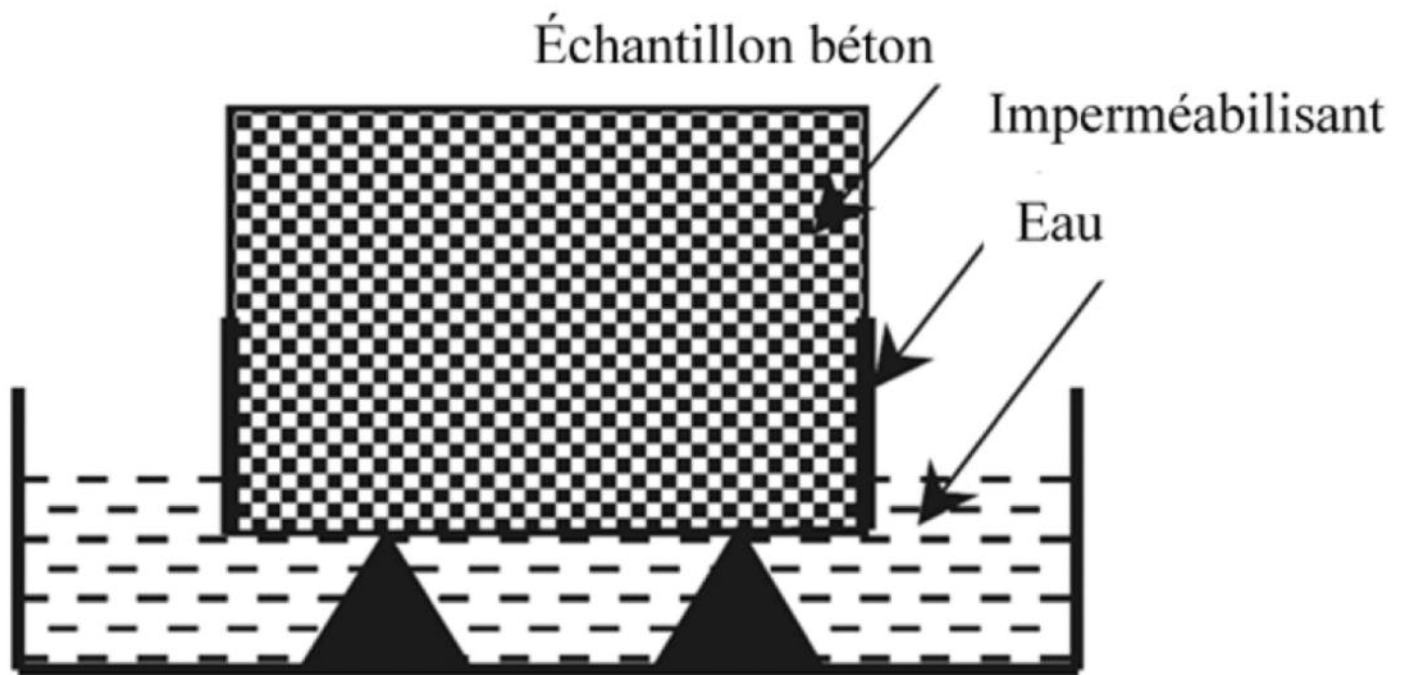


Figure 4 : Principe de mesure de l'absorption capillaire.

rentes échéances de temps : 30mn, 1, 3, 6, 9, 24, 48, 72 hrs. L'ascension de l'eau dans l'échantillon de béton se fait rapidement dans les premières minutes et diminue au fur et à mesure dans le temps. La sorptivité, s , a été déterminée suivant une loi linéaire qui relie l'absorption capillaire, I , et la racine carrée du temps (équation [2]) dans les intervalles de temps 0-1h, 1-6h, 6-24h et 24-72h. Chaque résultat représente la moyenne de 3 mesures sur échantillons.

$I = s \sqrt{t} + b$ [2]
Avec I : absorption capillaire en cm^3/cm^2 , s : sorptivité en $\text{cm}^3/\text{cm}^2/\text{t}^{1/2}$, b : ordonnée à l'origine (0 à $t = 0$ et >0 à $t > 0$). La hauteur d'ascension de l'eau a également été déterminée. Elle peut être considérée comme un critère de durabilité dans la mesure où elle renseigne sur la profondeur de pénétration de l'eau dans le béton d'enrobage. Le principe de calcul de la hauteur d'ascension est donné par l'équation [3].

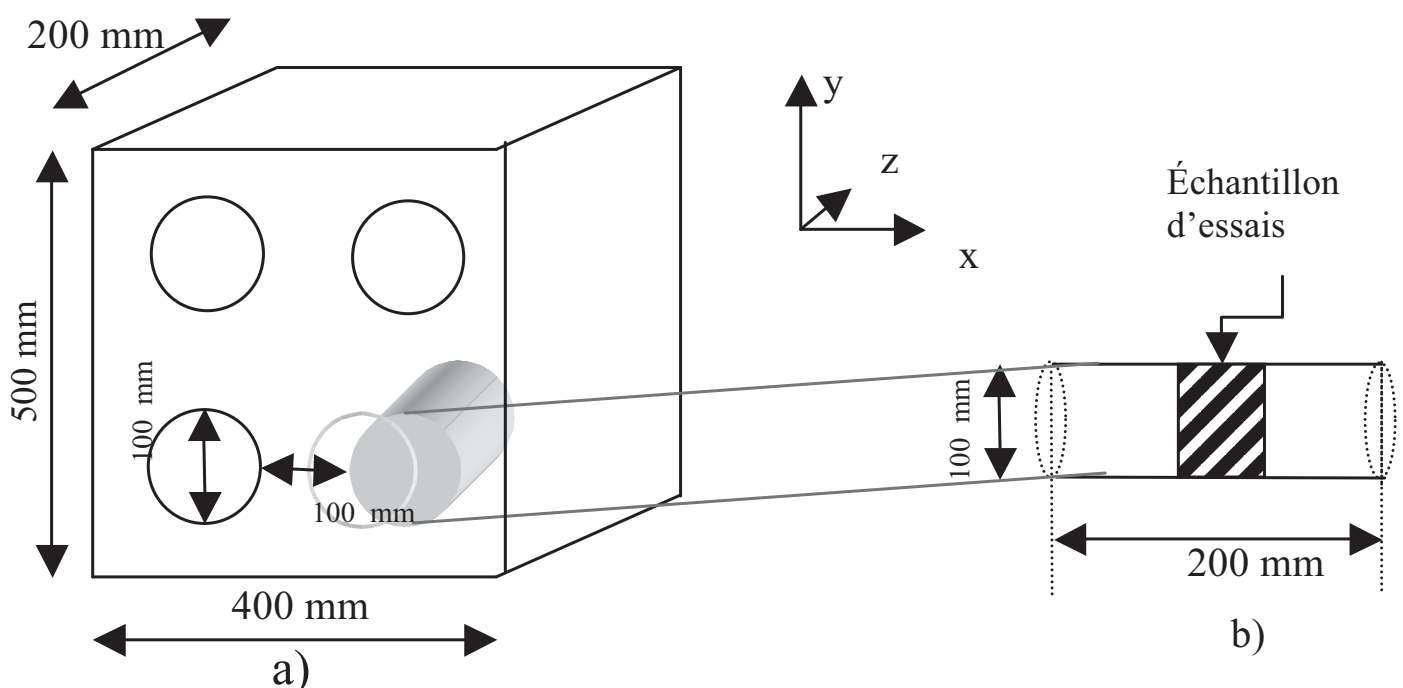


Figure 5. Bloc de béton (a) et prélèvement des échantillons sur carottes pour essai d'absorption capillaire (b)

$$H_{th}(\%) = \frac{I}{p} \quad [3]$$

Où H_{th} est la hauteur d'ascension, I est le volume d'eau absorbée par cm^2 de surface exprimée (équation [2]) en cm^3/cm^2 et p est la porosité accessible par l'eau obtenue par l'essai ASTM C642.

3. RÉSULTATS ET DISCUSSIONS

Les propriétés des bétons étudiés sont résumées dans le tableau 2. La masse volumique de tous les bétons étudiés varie entre 2170 et 2320 kg/m^3 . Les paramètres rhéologiques K , τ_0 et n du modèle Herschel Bulkley ont été calculés à partir des équations proposées par [HEI 08]. Les essais d'absorption capillaire ont été poursuivis jusqu'à 72 heures, car à cette date, la plupart des échantillons atteignent généralement 80% de leur stabilisation. Deux bétons (N°5 et 7) ont été choisis pour la poursuite de l'essai jusqu'à 14 jours pour la confirmation de la tendance observée. Ces bétons ont été sélectionnés parce qu'ils contiennent respectivement un faible et fort dosage en agent de visco-

sité. Après 14 jours d'essai de sorptivité, d'autres phénomènes comme la carbonatation pourraient se produire et compromettre les résultats. La sorptivité s , a été mesurée sur 4 intervalles de temps : entre 0 et 1 heure (désignée S0-1), entre 1 et 6 heures (S1-6), entre 6 et 24 heures (S6-24) et enfin entre 24 et 72 heures (S24-72). Les valeurs de sorptivité des BAP sont données avec une précision de $\pm 0,00005 \text{ cm}^3/\text{cm}^2/\text{s}^{1/2}$. Notons également que les sorptivités mesurées ne dépassent en aucun cas $0,002 \text{ cm}/\text{s}^{1/2}$. Plusieurs études [CON 85 ; HAL 89] considèrent que la sorptivité d'un béton est « bonne » si elle est inférieure à $0,005 \text{ cm}/\text{s}^{1/2}$. Les résultats obtenus montrent que tous les bétons étudiés ont une faible sorptivité.

3.1. Influence des paramètres rhéologiques sur la sorptivité

Les figures 6a et 6b représentent l'évolution de la sportivité des BAP entre 0 et 1h en fonction des paramètres empiriques tels que l'étalement et le T_{500} et les figures 7a et 7b représentent l'évolution de la même sorptivité en fonction des paramètres du modèle Herschel-Bulkley

Groupe	Bétons			Essais empiriques					Paramètres Rhéologiques (modèle H.B.)		
No	No	SP (%)	AV (%)	SF (mm)	ρ (Kg/m^3)	Air (%)	T_{500} (s)	S_s (%)	τ_0 (Pa)	K (Pa.s^n)	n
1	1	0.21	0.00	515	2239	7.0	2.34	1.1	87	34	0.801
	2	0.21	0.00	525	2320	6.0	2.41	–	85	34	0.874
	3	0.17	0.00	570	2175	8.0	2.01	1.6	88	34	1.052
	4	0.21	0.04	550	2217	8.2	2.25	1.2	105	44	0.902
	5	0.25	0.07	550	2226	8.0	3.59	–	52	74	0.755
2	6	0.27	0.06	615	2249	7.0	3.19	2.5	56	68	0.791
	7	0.24	0.04	645	2203	8.2	2.75	2.7	37	69	0.680
	8	0.19	0.00	650	2218	8.0	2.31	2.3	29	50	0.770
	9	0.30	0.07	665	2250	6.5	3.47	5.0	28	57	0.816
	10	0.21	0.00	670	2245	7.0	2.13	3.2	35	38	0.896
3	11	0.21	0.12	510	2204	8.4	7.61	–	90	137	0.667
	12	0.19	0.08	570	2171	8.0	4.75	1.6	60	108	0.742
	13	0.30	0.12	600	2287	6.2	8.22	1.6	46	114	0.745
	14	0.63	0.20	660	2193	7.0	8.47	1.6	16	166	0.690
	15	0.53	0.12	700	2190	6.0	4.12	2.6	9	111	0.745
4	16	0.22	0.07	450	2225	6.5	–	–	127	95	0.747
	17	0.19	0.00	490	2274	6.0	–	–	98	41	0.753

Tableau 2. Propriétés des bétons à l'état frais.

(équation [1]). Aucune corrélation forte ne se dégage entre l'étalement et la sorptivité (Fig. 6a). Le même constat est fait pour le seuil de cisaillement (Fig. 7a). En revanche, il existe une corrélation entre le temps T_{500} et la sorptivité et entre l'indice de viscosité K et la sorptivité (Fig. 6b et 7b). La sorptivité diminue lorsque T_{500} ou K augmentent. Cependant, l'augmentation du T_{500} au-delà de 4s n'a plus d'influence significative sur la sorptivité. De plus, l'indice de viscosité K est mieux corrélé que le temps T_{500} avec la sorptivité. En effet, l'augmentation du coefficient de consistance de 74 à 108 Pa.sⁿ par exemple a entraîné une diminution de la sorptivité entre 0 et 1h de 18%. À l'issue de ces résultats, on peut affirmer que K est le paramètre rhéologique le plus influant sur la sorptivité des bétons. En outre, il est remarqué que les bétons du groupe 3 ayant des T_{500} supérieur à 4s avec des coefficients de consistance supérieurs à 100 Pa.sⁿ ont systématiquement les sorptivités les plus faibles.

Il faut souligner que la corrélation indice de viscosité – sorptivité est beaucoup plus forte que la corrélation dosage en agent de viscosité – sorptivité (non présentée ici). Ce qui exclut l'hypothèse d'une modification directe de la sorptivité

par la présence de l'agent de viscosité et privilégie celle d'une action indirecte de l'agent de viscosité sur la sorptivité via son influence sur les propriétés rhéologiques du béton et plus particulièrement sur l'indice de viscosité K .

Les sorptivités mesurées à différents intervalles de temps et les hauteurs d'ascension correspondantes sont représentées en fonction de l'indice de viscosité des bétons étudiés (figures 8a et 8b). On constate que les sorptivités diminuent d'une manière sensible lorsque l'indice de viscosité des bétons augmente pour des durées d'absorption inférieures à 6h. Au-delà de 6h, la variation reste négligeable ce qui diminue le rôle de la viscosité. Pour expliquer le rôle de la viscosité sur la sorptivité, il suffit de considérer que les pores les plus gros se remplissent plus rapidement et par voie de conséquence la sorptivité des premières heures caractérise essentiellement le volume relatif des pores les plus gros. L'augmentation de l'indice de viscosité des bétons agit donc comme réducteur du volume relatif des plus gros pores. L'augmentation de la viscosité serait donc responsable de l'affinement des pores sans que le volume total des pores soit modifié compte tenu que le rapport E/C

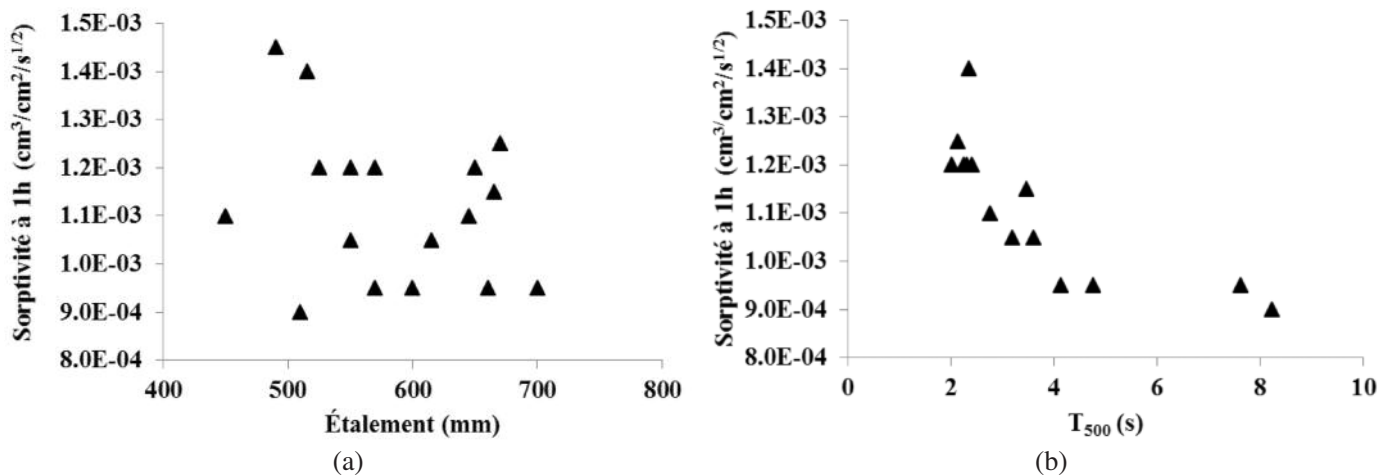


Figure 6. Variation de la sorptivité à 1h en fonction de (a) l'étalement et (b) du T_{500} .

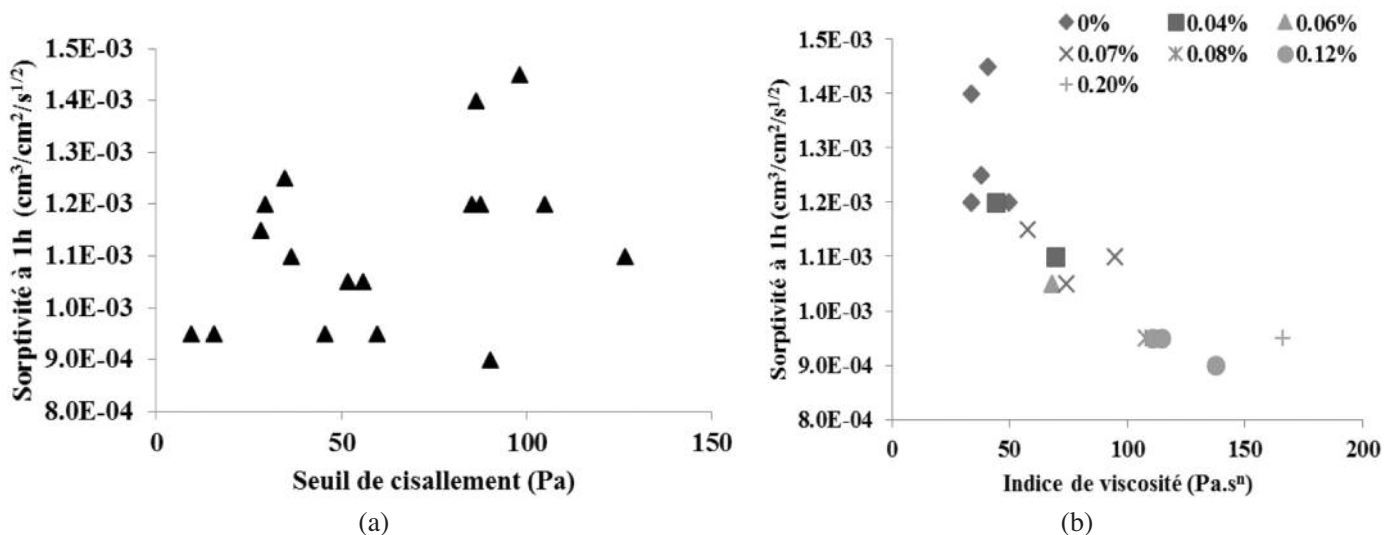


Figure 7. Variation de la sorptivité à 1h en fonction (a) du seuil de cisaillement et (b) de l'indice viscosité.

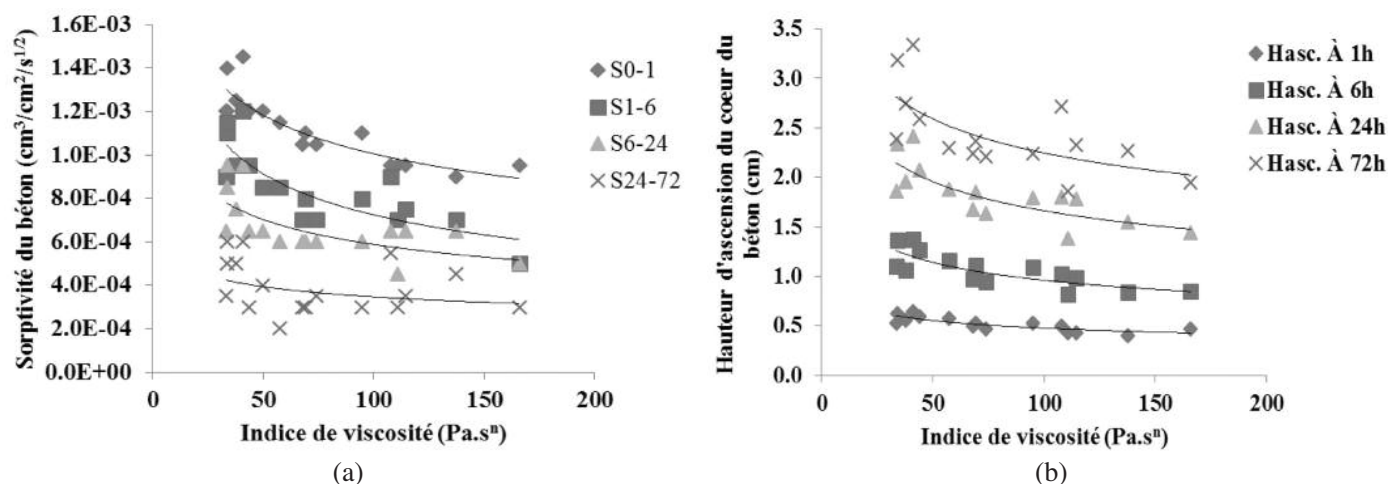


Figure 8. Variation de la sorptivité (a) et de la hauteur d'ascension (b) en fonction de l'indice de viscosité à différents intervalles de temps.

de nos formulations reste constant. Au-delà de 6h, les pores de plus petits diamètres sont essentiellement remplis et l'indice de viscosité ne joue pas un rôle significatif sur ces derniers. Le diamètre des pores capillaires fins serait semblable pour tous les bétons étudiés. Ces résultats semblent confirmer ceux de [BEN 08, 10, 14] qui ont montré que l'augmentation de la viscosité des bétons peut doubler leur durée de vie et améliorer leurs résistances aux sulfates. Ils ont également montré qu'à l'échelle nanométrique, l'utilisation d'agent de viscosité permet d'augmenter la viscosité de la solution interstitielle des pores, de densifier la pâte de ciment et de diminuer la pénétration des chlorures même si l'hydratation est retardée à cause de la viscosité de la solution interstitielle qui ralentit le processus de dissolution et de diffusion des ions aux jeune âge. Nos résultats montrent également que l'augmentation de la viscosité des BAP agit sur la progression de l'eau dans l'échantillon pendant les premières 6h. Le même raisonnement que précédemment sur l'indice de viscosité permet d'expliquer le résultat : la viscosité du béton agit sur le volume relatif des pores de plus gros diamètres.

4. CONCLUSIONS

Cette étude a montré que, pour les formulations de BAP étudiées, l'augmentation de la viscosité par le biais d'un agent de viscosité permet de réduire la sorptivité optimisant ainsi leur durabilité vis-à-vis du transport des agents agressifs. L'action de la viscosité sur la sorptivité est probablement due à une réduction du volume relatif des pores les plus gros dans le béton.

Ainsi, pour une formulation de BAP donnée, dont les caractéristiques rhéologiques peuvent être modifiées par des dosages variés en superplastifiant et en agent de viscosité, la sorptivité la plus faible est atteinte lorsque le T_{500} , mesuré lors d'un essai d'étalement sur chantier, est supérieur à 4s ou aussi lorsque l'indice de viscosité, déterminé par des essais rhéométriques au laboratoire sur la base du modèle d'Herschel-Bulkley, est supérieure à 100 Pa.sⁿ.

Cette étude a montré également que les autres paramètres rhéologiques tels que l'étalement du béton ou le seuil de

cisaillement et l'exposant n déterminés par des essais rhéométriques au laboratoire sur la base du modèle d'Herschel-Bulkley n'ont pas d'effets sur la sorptivité.

5. BIBLIOGRAPHIE

- [BEN 14] Bentz DP, Davis JM, Peltz MA, Snyder KA, Influence of internal curing and viscosity modifiers on resistance to sulfate attack, *Materials and Structures*, Vol. 47, no4, 2014, p.581-589.
- [BEN 10] Bentz DP, Snyder KA, Peltz MA, Doubling the service life of concrete structures. II: Performance of nanoscale viscosity modifiers in mortars. *Cement and Concrete Composites*, Vol. 32, 2010, p.187-193.
- [BEN 08] Bentz DP, Snyder KA, Cass LC, Peltz M.A., Doubling the service life of concrete structures. I: Reducing ion mobility using nanoscale viscosity modifiers. *Cement and Concrete Composites*, Vol. 30, 2008, p.674-678.
- [CHI 03] Chidiac SE, Maadani O, Razaqpur AG, Mailvaganam NP, Correlation of rheological properties to durability and strength of hardened concrete. *J Mater Civ Eng*, Vol.15, 2003, p.391-399.
- [CON 85] Concrete Society Working Party, Permeability of concrete and its control, Article d'un jour de conference, 1985, Londres.
- [GAG 11] Gagne R, Houehanou E, Jolin M, Escaffit P., Study of the relationship between scaling resistance and sorptivity of concrete, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol.38, 2011, p.1238-1248.
- [GRA 07] *GranDuBé : Grandeurs associées à la Durabilité des Bétons*, Ginette Arliguie and Hugues Hornain (dir.), Presses Ponts et Chaussées, 2007, p.437.
- [HAL 89] Hall C. Water sorptivity of mortars and concretes: a review, *Magazine of Concrete Research*, Vol.41, 1989, p.51-61.
- [HEI 08], Heirman G, Vandewalle L, Van Gemert D, Wallevik O., Integration approach of the Couette inverse problem of powder type self-compacting concrete in a wide-gap concentric cylinder rheometer, *J Non Newtonian Fluid Mech*, 2008, Vol.150, p.93-103.
- [SED 00] Sedran T., de Larrard F. Logiciel d'optimisation granulaire, *Manuel d'utilisation de René-LCPC*, 2000.

ÉVALUATION DU DEGRÉ D'ACTIVATION D'UNE ARGILE TRAITÉE THERMIQUEMENT UTILISÉE COMME ADDITION POUR LA FABRICATION D'UN ÉCO-CIMENT

THERMAL ACTIVATION DEGREE OF CLAY USED AS ADDITION FOR THE ELABORATION OF AN ECO-CEMENT

Mohammed SILINE^{1,2}, Elhem GHORBEL¹, Bibi MEKKI²

¹ L2MGC université de Cergy Pontoise - 5 Mail Gay-Lussac, Neuville-sur-Oise - 95031 Cergy Pontoise Cedex.
sm14111976@yahoo.fr - Elhem.ghorbel@u-cergy.fr

² Université de M'Sila, Algérie. bibi_mekki@yahoo.fr

1. INTRODUCTION

Le ciment portland est constitué de clinker broyé auquel on ajoute du sulfate de calcium. Sa fabrication constitue l'une des sources d'émission de CO₂ les plus importantes au monde avec des émissions s'élevant en 2009 à 29,0 Tg de CO₂ (Eq de 29 million de tonnes). La libération du CO₂ par le ciment a lieu à deux niveaux: lors de la combustion

d'énergies fossiles liée à la production de clinker et lors de la réaction chimique permettant de décomposer le calcaire en oxyde de calcium et dioxyde de carbone.

Parmi les solutions proposées pour diminuer le taux de CO₂ émis par la production du ciment, on substitue une partie du clinker par un ajout pour obtenir un ciment portland composé CEM II. Cet ajout peut être inerte comme le calcaire broyé, ou actif permettant l'amélioration de certaines

caractéristiques de résistance, de durabilité ou de porosité comme le laitier, les cendres volantes, les pouzzolanes.... Les pouzzolanes peuvent être d'origine naturelle, de type volcanique, ou artificielle comme les argiles kaolinites, qui après traitement thermique subissent des changements structuraux leur conférant un caractère pouzzolanique. Ce travail consiste à évaluer le degré de pouzzalinicité après traitement thermique d'une argile naturelle qui provient de dépôts de la région de M'Sila en Algérie. L'objectif est de l'incorporer en substitution au clinker pour la fabrication d'un éco-ciment.

La kaolinite se transforme en métakaolin après calcination avec une structure en feuillets. Le métakaolin est utilisé en remplacement d'une partie du clinker pour la fabrication d'un éco-ciment ou encore en tant qu'addition minérale dans les bétons. Si le métakaolin fait désormais l'objet d'une norme produit NF P18 513 accompagnée de nombreuses études [TIR 12], [BIC 09], [SAN 13], il n'en est pas de même pour les autres minéraux argileux, tels que l'illite, la muscovite, les chlorites..., qui n'ont pas connu le même intérêt scientifique ni le même essor industriel.

Cette recherche est d'ordre académique. Elle a pour objectif d'optimiser le traitement thermique d'une argile exempte de kaolinite mais très abondante dans la région de M'Sila en Algérie afin d'obtenir un ajout pouzzolanique destiné à remplacer une partie du clinker lors de la fabrication d'un ciment conforme aux normes en vigueur. La diminution de la teneur en clinker, principal ingrédient du ciment traditionnel, permet d'éviter de produire d'importantes quantités de gaz à effet de serre. La méthode conventionnelle libère en effet une tonne de CO₂ dans l'atmosphère pour chaque tonne de ciment fabriquée.

Des analyses thermiques ont montré que tous les changements structuraux de l'argile concernée par cette étude prennent place dans la plage de température située entre 600 et 800°C. De ce fait trois températures de traitements thermiques ont été sélectionnées (600, 700 et 800°C). Trois temps de maintien à ces températures ont été adoptés : 2, 3 et 5 heures.

Treize variantes de ciments ont été élaborées par le broyage séparé des argiles traitées thermiquement, du clinker et du sulfate de calcium. La norme NF 197-1 spécifie qu'il est possible d'incorporer de 6 à 20 % d'ajouts pour l'élaboration d'un ciment Portland composé. Aussi, la proportion d'argile calcinée additionnée au clinker retenue dans le cadre de cette étude est de 10%.

L'effet des différents traitements thermiques sur la micro-structure de l'argile a été appréhendé à travers des analyses thermiques différentielles « DSC », thermogravimétriques ATG et par Infra-Rouge à Transformée de Fourier « IRTF ». La DSC est une technique basée sur la mesure de la différence de flux de chaleur entre un creuset contenant l'argile à étudier et un autre vide servant de référence. L'écart d'amplitude entre les deux courbes caractérise la chaleur spécifique du matériau. Le spectre obtenu présente alors des pics endothermiques et exothermiques. Chaque pic est associé à une modification structurale et/ou un changement de phase du matériau testé. L'ATG est basée sur le même principe mais permet de mesurer des pertes de masse en fonction de la température, associées à des changements de phases.

L'analyse IRTF est basée sur l'absorption par le matériau analysé d'un rayonnement électromagnétique de longueur d'onde comprise entre 1µm et 1000µm. Les liaisons moléculaires présentes dans le matériau entrent en vibration sous l'action de ce rayonnement à des longueurs d'onde caractéristiques permettant l'identification des fonctions chimiques présentes. Les mesures par transformée de Fourier des absorbances permet d'en effectuer le dosage à des teneurs et quantités de matières très faibles. On accède ainsi directement à la structure moléculaire des matériaux analysés.

La pouzzolanicité des argiles calcinées a été estimée à travers le suivi des résistances mécaniques des mortiers à 28 jours.

2. CARACTÉRISATION DE L'ARGILE

Les résultats obtenus ultérieurement par DRX. [BIB 08] montrent que l'argile à l'état brut est exempte de kaolinite et contient essentiellement les espèces minérales suivantes : calcite, dolomite, muscovite, illite, gypse et chlorite (tableau 1).

Les analyses thermiques de l'argile à l'état naturel révèlent une perte de masse d'environ 23 % à 1000° C (Figure 1- spectre ATG) et trois changements de phases caractérisés par des pics endothermiques (Figure 1- spectre DSC). Le premier situé à 80° C est relié au départ de l'eau libre contenue dans l'argile (déshydratation). Le second à 550° C est attribué à la déshydroxylation [TIR 12] et correspond à l'effondrement des liaisons O-H, présentes dans les

Analyse minéralogique (en % massique)											
Calcite		Dolomite		Illite/Muscovite		Chlorite		Quartz		Gypse	
30,5		16,5		20		09		17		02	
Analyse chimique (en % massique)											
SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Cl	K ₂ O	Na ₂ O	PaF		
34,68	9,16	3,44	22,52	4,66	0,94	0,36	1,10	0,14	22,9		

Tableau 1. Analyse microstructurale de l'argile brute [BIB 08].

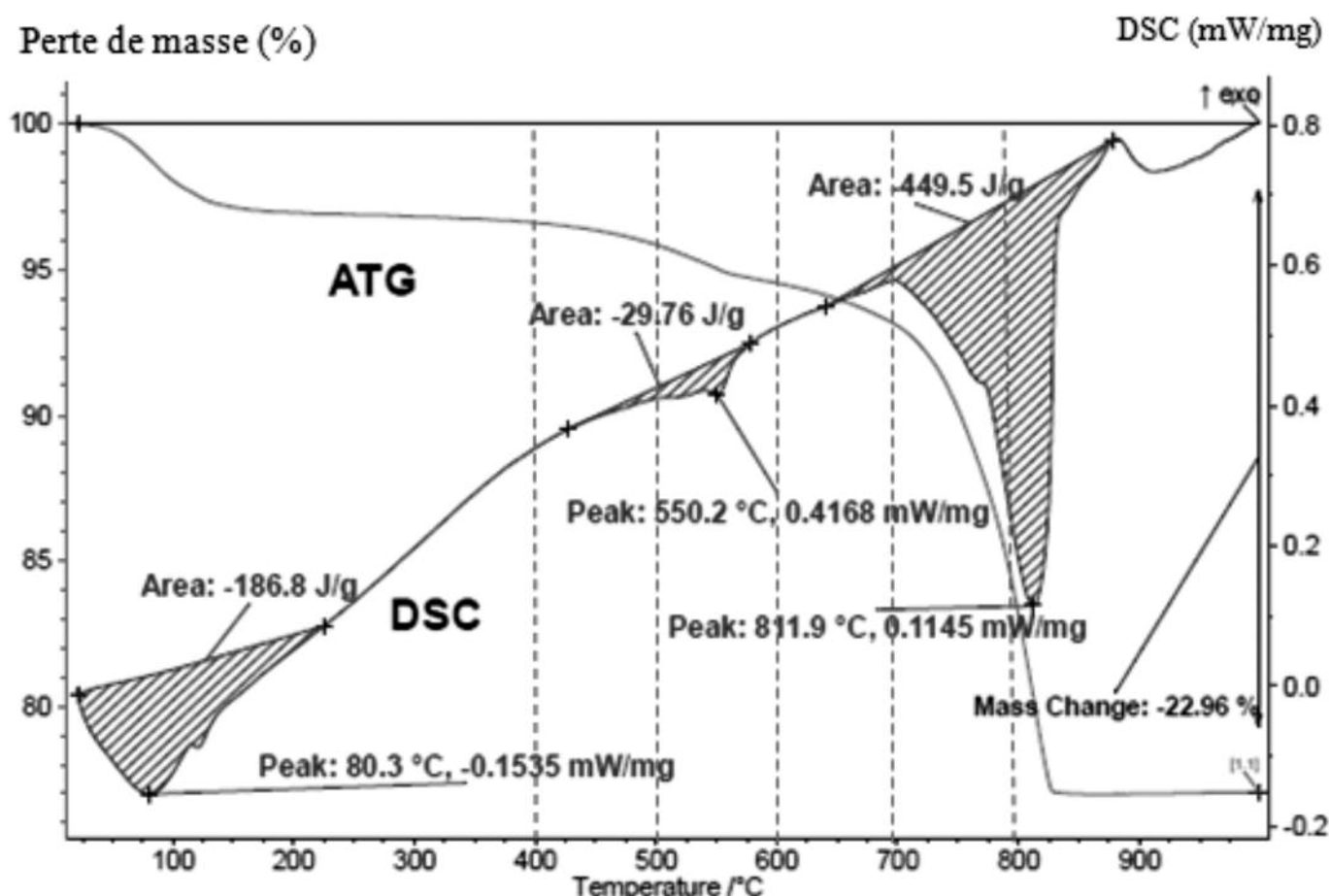


Figure 1. Analyse par DSC et ATG de l'argile.

minéraux suivants : illite, muscovite et Chlorite. Le troisième pic, situé à 812°C, est lié au phénomène de décarbonatation de la calcite et de la dolomite [FRI 12] responsable du dégagement du CO_2 . Toutes les transformations structurales de l'argile (déshydroxylation et décarbonatation) ont lieu entre 420 et 880°C. L'absence des pics exothermiques signifie que l'argile est exempte de matières organiques [INE 13].

Au vu de ces résultats, les températures choisies pour traiter thermiquement cette argile sont : 600°C température à laquelle la déshydroxylation est totale, 700°C et 800°C températures correspondant à des taux différents de l'avancement de la réaction de décarbonatation. Comme le temps de maintien peut constituer un facteur déterminant quant au caractère pouzzolanique de l'argile traitée [BIC 09], trois durées ont été adoptées : 2, 3 et 5 heures. Par ailleurs, deux traitements thermiques supplémentaires ont été appliqués à l'argile : le premier à 500°C pendant 5h, température inférieure au phénomène de déshydroxylation totale, et le deuxième à 1000°C pendant 2h, température à laquelle l'argile est complètement décarbonatée. Le tableau 2 résume les différents traitements thermiques appliqués à l'argile. La figure 2 décrit les caractéristiques de chaque cycle.

T_{maintien}	temps de maintien en heures « $t_{\text{maintien}} \text{ (h)} \gg$ »		
	2	3	5
500 °C	//	//	Oui
600 °C	Oui	Oui	Oui
700 °C	Oui	Oui	Oui
800 °C	Oui	Oui	Oui
1000 °C	Oui	//	//

Tableau 2. Traitements thermiques choisis pour l'argile.

3. ANALYSES THERMIQUES DSC ET ATG

La figure 3 illustre l'influence des différents traitements thermiques sur les phénomènes de déshydroxylation (pic situé à 550°C) et de décarbonatation (pic situé à 811°C) ainsi que sur la perte de masse. Ces changements sont estimés à travers les paramètres D_s , D_c et D_{pm} définis comme il suit:

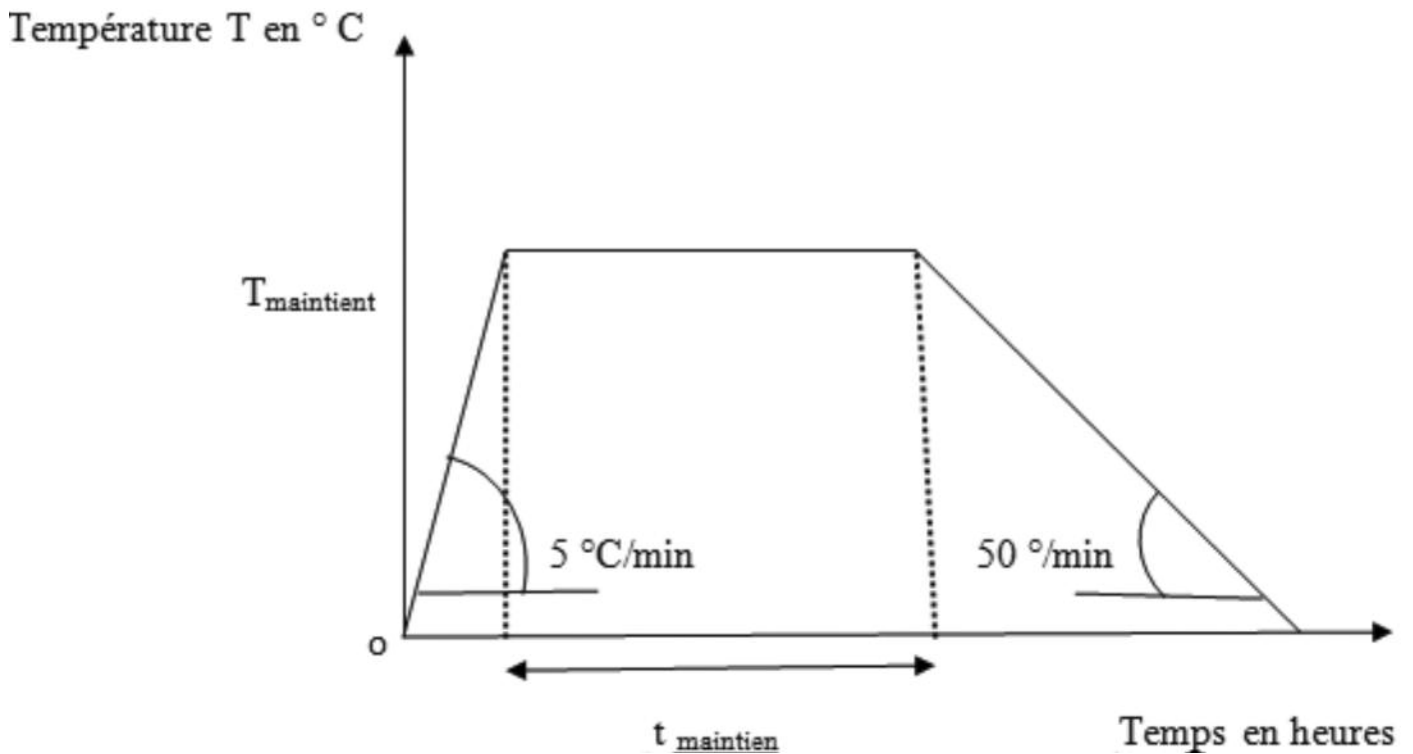


Figure 2. Cycles des traitements thermiques choisis pour l'argile.

$$D_s = \frac{A_s^n - A_s^i}{A_s^n} \quad D_c = \frac{A_c^n - A_c^i}{A_c^n} \quad \text{et} \quad D_{pm} = \frac{P_m^n - P_m^i}{P_m^n}$$

où A_s est l'aire du pic de déshydroxylation, A_c celle du pic de décarbonatation et P_m la perte de masse.

L'indice « n » est relatif à l'argile à l'état naturel et « i » à l'argile traitée thermiquement selon un cycle donné.

Un traitement thermique conduisant à une décarbonatation totale de l'argile se traduit par un D_c et un $D_{pm} = 100\%$. Un traitement thermique provoquant une déshydroxylation totale conduit à un $D_s = 100\%$.

On remarque que tous les indices croissent avec l'augmentation de la température et de la durée de maintien du cycle thermique. On en conclut que :

- L'argile n'est totalement déshydroxyliée qu'à partir d'une durée de 5 heures à 600°C.
- Le taux d'avancement de la réaction de décarbonatation est significatif (supérieur à 10%) si l'argile est exposée à 700°C pour une durée de 5h. La décarbonatation s'accompagne d'une perte de masse qui est le principal phénomène responsable de dégagement de CO_2 .
- Un TTh à 1000°C pendant 2 heures conduit à la décarbonatation totale de l'argile.

4. ANALYSE INFRAROUGE À TRANSFORMÉE DE FOURIER (IRTF)

Les spectres IRTF mettent en évidence la présence de pics correspondants aux bandes d'absorbance caractéristiques de liaisons intermoléculaires propres à l'argile avant et après son TTh. (Figure 4). Chaque liaison vibre à un

nombre d'onde donné. Les principales liaisons caractéristiques de l'argile identifiées à l'état naturel sont résumées dans le tableau 3. On remarque que l'argile est bien exempte de kaolinite, caractérisée par les bandes situées à 754 et 789 cm^{-1} relatives à la liaison Si – O- Al et celle située à 912 cm^{-1} associée à la liaison Al – OH [Bic 09].

L'analyse des spectres IRTF des argiles après leur exposition aux différents TTh confirme la disparition de la bande caractéristique des liaisons hydroxyles O-H (bande située à 3594 cm^{-1}) à partir de 700° C pendant 2h. Il apparaît également que la silice n'est pas affectée par ces TTh. L'intensité de la bande caractéristique de la calcite située à 1435 cm^{-1} diminue avec l'augmentation de la température maximale du cycle de TTh due à une décarbonatation de l'argile, et elle est de plus en plus importante quand la température maximale du cycle et le temps de maintien sont importants (Tableau 4). Les variations relatives des bandes caractéristiques des liaisons hydroxyles et des liaisons de la calcite reportées dans le tableau 4 sont calculées comme il suit :

$$\Delta I_{3594} = \frac{I_{3594}^n - I_{3594}^i}{I_{3594}^n}$$

où I_{3594}^n et I_{3594}^i sont respectivement les aires des pics de la bande de vibration relative à la déshydroxylation de l'argile à l'état naturel « n » et celle à l'état calciné « i ». Des calculs identiques sont faits pour la bande de la calcite située à 1435 cm^{-1} .

L'analyse des spectres IRTF permet de conclure que l'argile est totalement déshydroxyliée si le traitement thermique appliqué est de 700°C quelle que soit la durée de maintien alors que la décarbonatation n'est totale qu'à 1000°C.

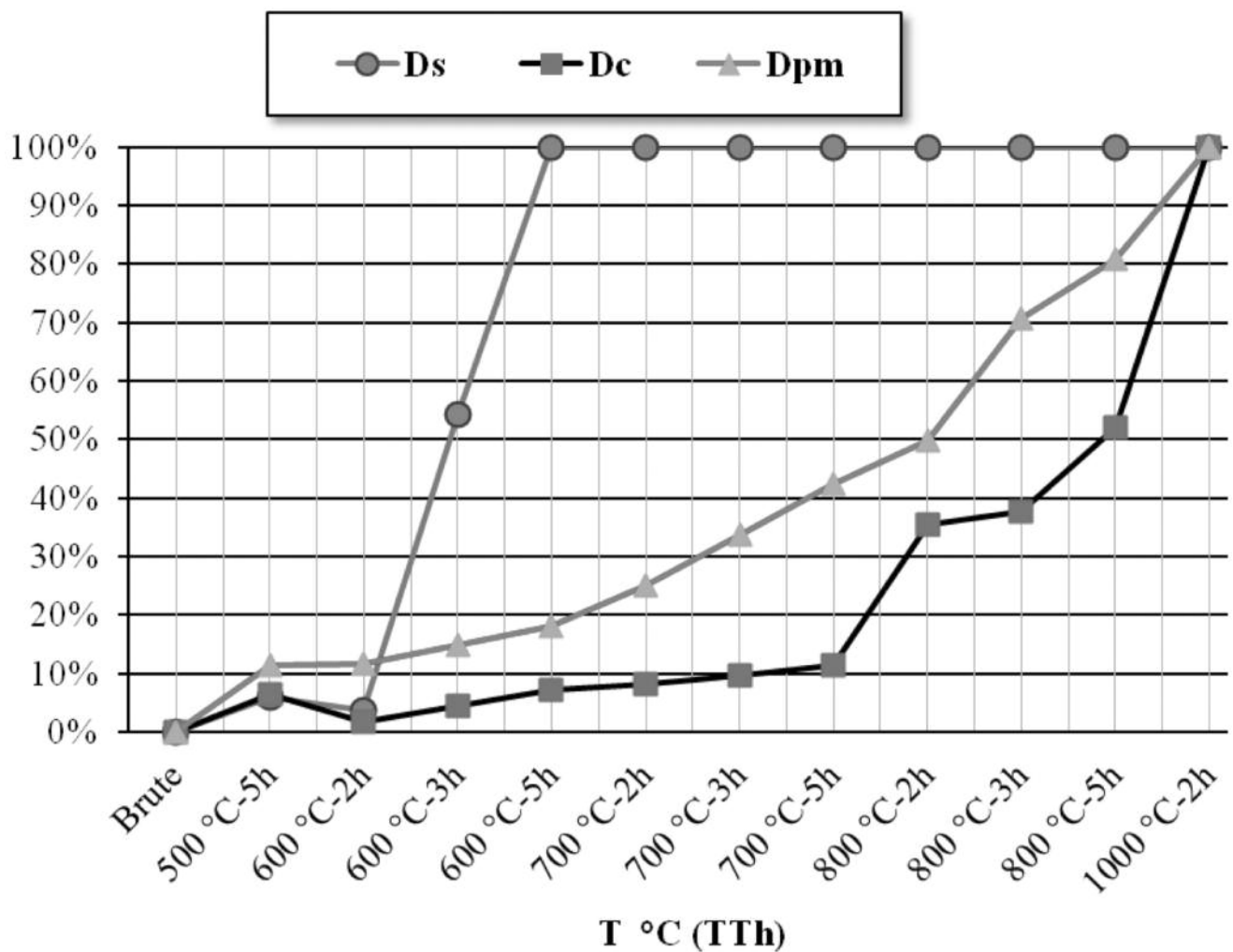


Figure 3. Évolution des indices D_s , D_c et R_{pm} sous l'effet des différents TTh.

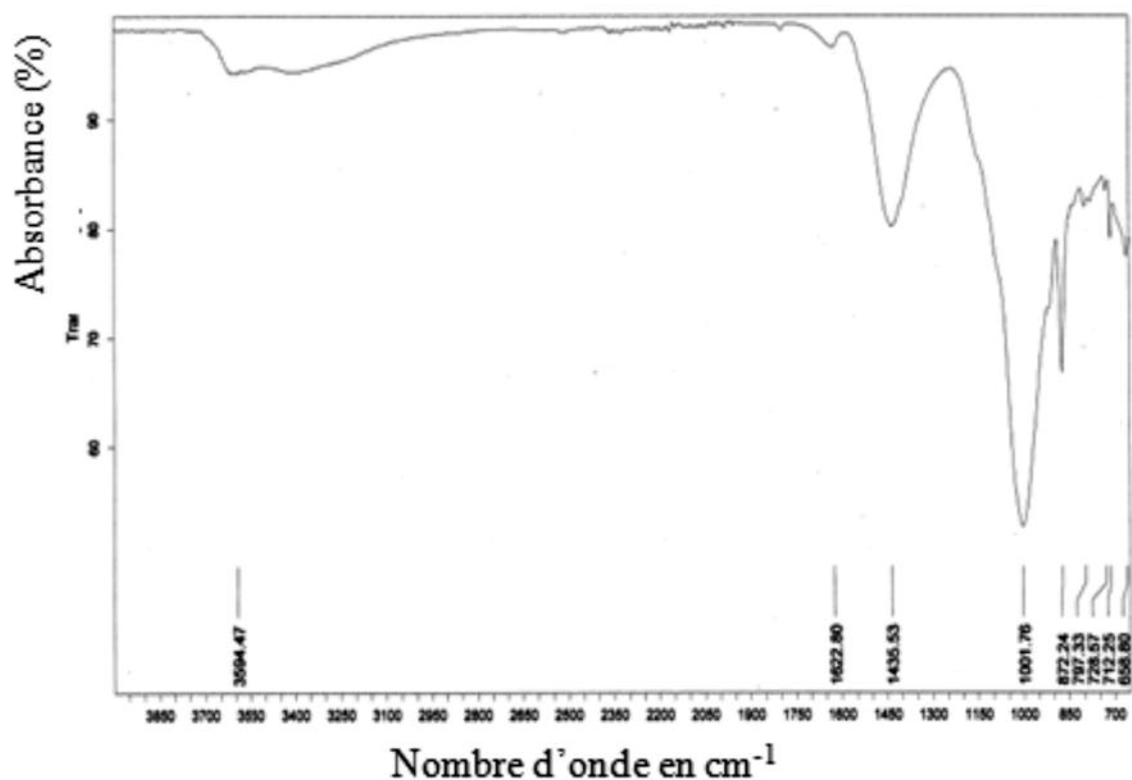


Figure 4. Analyse Infrarouge à transformée de Fourier IRTF de l'argile.

Liaisons		Nombre d'onde de la bande (cm ⁻¹)
Ca-O : C'est la liaison présente dans la calcite et la dolomite [DOU 05]		1435,53
		872,24
		712,25
Si-O : Liaison contenue dans les minéraux, illite, muscovite, chlorite et Quartz [TIR 12]		1001,76
		797,33
		728,57
O-H Liaison d'hydroxyle [BIC 09]		3594,47
H ₂ O [BIC 09]		1622,80
Gypse [DOU 05]		658,80

Tableau 3. Liaisons caractéristiques de l'argile obtenues par les spectres IRTF.

Variantes	Déshydroxylation	Décarbonatation
	ΔI_{3594} (%)	ΔI_{1435} (%)
Argile 500 °C-5h	39	15
Argile 600 °C-2h	12	1
Argile 600 °C-3h	70	5
Argile 600 °C-5h	70	7
Argile 700 °C-2h	100	46
Argile 700 °C-3h	100	57
Argile 700 °C-5h	100	70
Argile 800 °C-2h	100	69
Argile 800 °C-3h	100	84
Argile 800 °C-5h	100	92
Argile 1000 °C-2h	100	100

Tableau 4. Résultats de l'analyse infrarouge de l'argile.

6. RÉSISTANCE MÉCANIQUE À LA COMPRESSION

Comme l'évolution de la résistance mécanique reste l'indicateur le plus performant pour estimer l'effet pouzzolanique

SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	SO ₃	Cl	K ₂ O	Na ₂ O	PaF
22,62	5,12	3,38	64,76	1,68	0,65	0,03	0,49	0,18	0,96
MH	MS	MAF	LSF	HI		C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF
2,08	2,66	1,51	90,47	0,42		52,42	25,61	7,86	10,28

Tableau 5. Analyse chimique et minéralogique (en % massique) de clinker.

des ajouts, des essais de compression ont été réalisés sur des mortiers normalisés élaborés à partir de ciments modifiés en substituant 10% du clinker par de l'argile calcinée.

6.1. Clinker

Le clinker utilisé provient de la cimenterie de Meftah en Algérie. Son broyage s'est fait en laboratoire jusqu'à obtention d'une surface de Blaine de 3500 cm²/g. L'analyse chimique (Tableau 5) montre qu'il est conforme à la norme NF EN 197-1, puisque le rapport massique (CaO)/(SiO₂) est supérieur à 2,0 et que la teneur en oxyde de magnésium (MgO) est inférieure à 5,0 % en masse.

6.2. Préparation des ciments et mortiers

Les ciments utilisés sont obtenus à partir d'argile calcinée selon les TTh décrits dans le tableau 2, en mélangeant 10 % d'argile calcinée avec 85 % de clinker et 5 % de gypse. Au total 11 variantes de ciments modifiés, désignés CM_{T-t} où T est la température du cycle en °C et t le temps de maintien en heures, ont été élaborées. Une autre variante, désignée par CM_{Brute}, est obtenue également à partir de l'argile non calcinée (brute) en respectant les mêmes proportions de mélange. Le ciment témoin, CPA, est obtenu à partir de 95 % de clinker et 5 % de gypse.

6.3. Résistances à la Compression

Des éprouvettes de mortier normalisé ont été réalisées puis soumises à la compression à 28 jours. Chaque essai pour

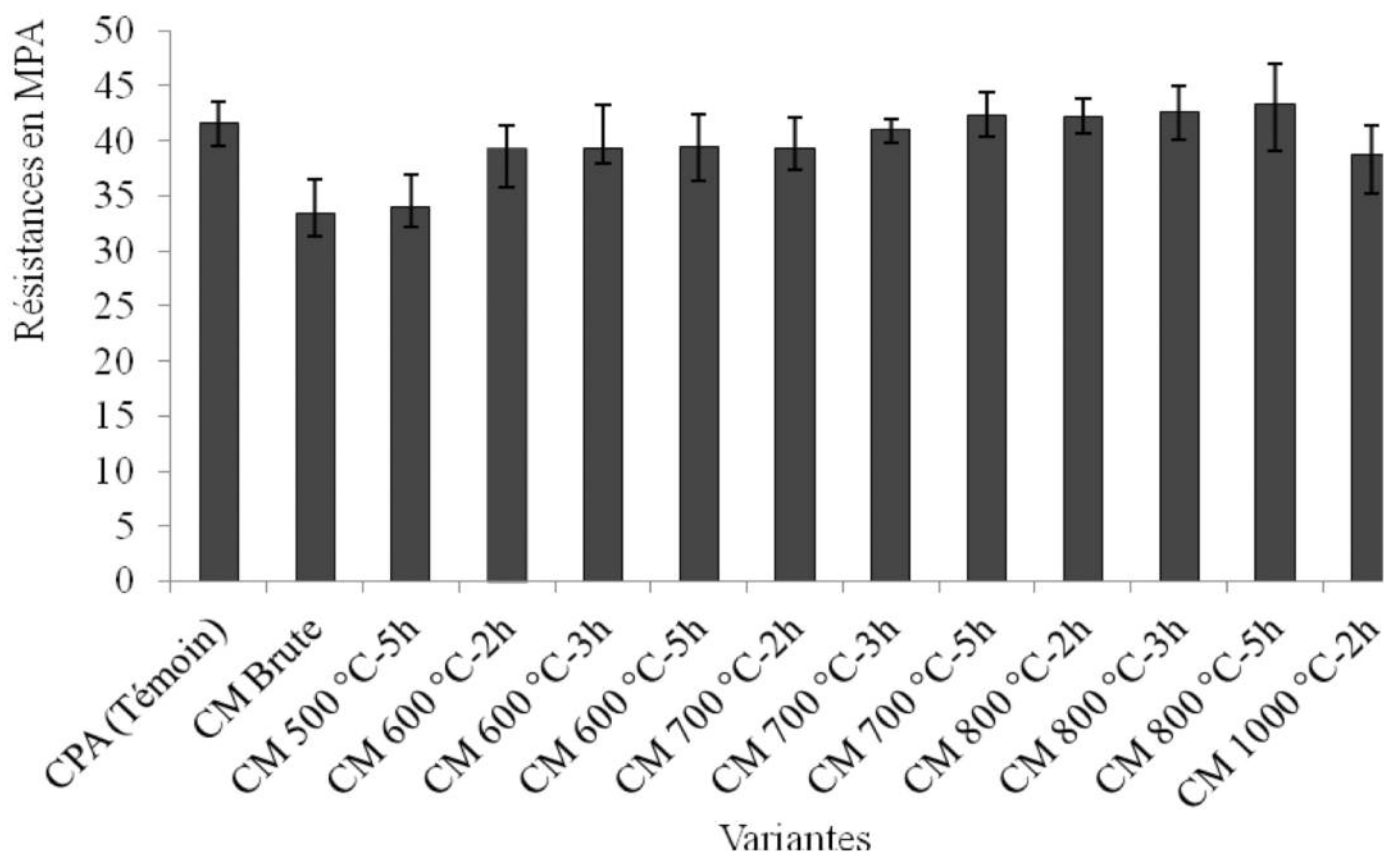


Figure 5. Résultats des résistances à la compression à 28 jours.

une variante donnée à été répété 6 fois. Les résultats obtenus (figure 5) montrent que les résistances mécaniques augmentent avec la température et la durée de maintien du cycle de TTh de l'argile. Les ciments CM_{Brute} et $CM_{500^{\circ}C-5h}$ ont donné les plus faibles résistances. Les traitements à $700^{\circ}C-5h$, $800^{\circ}C-2h$, $3h$ et $5h$ conduisent à des mortiers plus résistants à la compression que le ciment témoin (CPA).

6.4. Indice d'activité

L'indice d'activité, est défini comme étant le rapport entre la résistance mécanique à la compression à 28j de la variante i et celle du mortier témoin (ciment CPA). Cet indicateur peut être considéré comme l'indice de pouzzolanité du ciment. Il doit être supérieur à 90 % [NF P18 513].

Les valeurs calculées sont reportées dans le tableau 6. Il apparaît que les variantes ayant subi un TTh à des tempéra-

tures supérieures ou égales à $600^{\circ}C$, quelle que soit la durée de maintien, sont considérées actives selon NF P18 513. Les ciments $CM_{700^{\circ}C-5h}$, $CM_{800^{\circ}C-2h}$, $CM_{800^{\circ}C-3h}$ et $CM_{800^{\circ}C-5h}$, ont enregistré des indices d'activité pouzzolanique supérieurs à 1.

7. DISCUSSION ET CONCLUSION

L'analyse de l'ensemble des résultats, obtenus par les différentes techniques utilisées, physico-chimiques et mécaniques regroupées dans le tableau 7, montre qu'il est possible d'élaborer un nouveau ciment en substituant 10% de clinker par une argile abondante et exempte de kaolinite. Ce ciment modifié aura les mêmes performances qu'un ciment CPA mais permettra une réduction de la quantité du clinker, ce qui génère une meilleure gestion des ressources naturelles ainsi qu'une réduction du coût de la production, des émissions de CO_2 , et par conséquent de l'impact environnemental.

Ciments	CPA	Brut	500°C 5h	600°C 2h	600°C 3h	600°C 5h	700°C 2h	700°C 3h	700°C 5h	800°C 2h	800°C 3h	800°C 5h	1000°C 2h
I_a	///	0,802	0,818	0,945	0,947	0,950	0,943	0,988	1,019	1,013	1,023	1,040	0,930

Tableau 6. Résultats de l'indice d'activité $I_a = \frac{(R_{c28})_i}{(R_{c28})_{CPA}}$

Techniques expérimentales		Traitement thermique optimal	
Analyses Physico-chimiques		Déshydroxylation	Décarbonatation
	DSC	à partir de 600° C-5h	à partir de 800°C-2h
	IRTF	à partir de 700°C-2h	
Compression uni axiale	f_{c28}	700°C-5h. 800°C-2h, 800°C-3h 800°C-5h	
	I_a	Tous les Tth 600, 700, 800 et 1000° C	

Tableau 7. Optimisation du Tth par les résultats des techniques utilisées.

Les trois conditions doivent être réunies pour choisir le traitement thermique optimal permettant d'obtenir une argile à caractère pouzzolanique et à faible impact environnemental vis-à-vis du dégagement de CO₂ lors de son traitement thermique sont : une décarbonatation faible, une déshydroxylation totale et un indice de pouzzolanité supérieur à 0,9.

Pour la première condition, décarbonatation faible, les traitements thermiques à partir de 800°C sont à éviter.

Pour la deuxième condition, déshydroxylation totale, tous les traitements thermiques doivent être au moins à partir de 700°C.

La troisième condition est satisfaite pour tous les traitements thermiques appliqués à 600°C, 700°C et 800°C. L'indice d'activité est maximale pour 700°C-5h, 800°C-2h, 800°C-3h et 800°C-5h.

Pour conclure, seul le traitement thermique à 700°C-5h permet de satisfaire les trois conditions à la fois. C'est le traitement optimal qui sera retenu.

8. BIBLIOGRAPHIE

[BIB 08] Bibi M., Chikouche M.A., K. Ait Tahar., « Influence des ajouts d'argiles gréseuses et / ou vaseuses sur les pro-

priétés des matériaux cimentaires ». *Matériaux et Techniques*, vol 96. 2008, p. 165–172.

[BIC 09] BICH CH., AMBROISE J., PERA J., « Influence of degree of dehydroxylation on the pozzolanic activity of metakaolin », *Applied Clay Science*, vol 44. 2009, p. 194–200.

[DOU 05] DOUNYA C., Caractérisation physico-chimique et valorisation en BTP des cendres de l'incinération des boues de papeterie. Thèse de doctorat, INSA de Lyon, 2005.

[FAY 07] FAYZA G., Matériaux de mullite à microstructure organisée composés d'assemblages muscovite – kaolinite, Thèse de doctorat, Université de Limoges, 2007.

[FRI 12] FRIAS M., VIGIL R., GARCIA R., RODRIGUEZ O., GONI S., VEGAS I., « Evolution of mineralogical phases produced during the pozzolanic reaction of different metaolinite by-product : influence of the activation process », *Applied Clay Science*, Vol 56. 2012, p.48-52.

[INE 13] INES L T N., Durabilité des réparations des ouvrages d'art en béton, Thèse de doctorat, université de Pais Est, 2013.

[SAN 13] SAN NICOLAS R., CYR M., ESCADEILLAS G., «Characteristics and applications of flash metakaolins», *Applied Clay Science*, vol 83-84. 2013, p. 253–262.

[TIR 12] TIRONI A., TREZZA M A., SCIAN A N., IRASSAR E F., «Incorporation of calcined clays in mortars: porous structure and compressive strength», *Procedia Materials Science*, vol 1. 2012, p. 366 – 373.

MODÉLISATION ANALYTIQUE DES PHÉNOMÈNES D'INTERACTION SOL-STRUCTURE

ANALYTICAL MODEL OF THE SOIL-STRUCTURE INTERACTION

Bakri BASMAJI¹, Olivier DECK¹, Marwan ALHEIB²

¹ Université de Lorraine, CNRS, CREGU, GeoRessources, F-54042, France, Bakri.BASMAJI@gmail.com
olivier.deck@univ-lorraine

² INERIS –, Marwan.ALHEIB@ineris.fr

1. INTRODUCTION

Les bâtiments sont des structures susceptibles d'être endommagées lorsque leur terrain d'assise subit des mouvements (retrait-gonflement, affaissement minier, influence d'une excavation...). Les méthodes mises en œuvre pour étudier le comportement des ouvrages et leur vulnérabilité en zone de mouvement de terrains sont de quatre natures : empiriques, analytiques, numériques et expérimentales.

Les méthodes analytiques sont basées sur une modélisation des structures par une poutre ou un ensemble de poutres, au sens de la Résistance des Matériaux. Ces méthodes, initiées par Burland et Wroth (1974) ont fait l'objet d'un grand nombre de développements (Boscardin et Cording 1989, Boone 1996 et 2001). Le principe général consiste à supposer que le bâti subira une déflexion Δ assimilable à la flèche d'une poutre en flexion simple et d'obtenir une rela-

tion entre l'intensité des déformations maximales dans la structure et la flèche maximale Δ . L'utilisation de valeurs seuils sur la déformation maximale dans la structure permet alors d'associer un niveau de dommage à chaque valeur de Δ . Cette approche permet de justifier analytiquement des valeurs seuils de Δ empiriques. Néanmoins, son application dans un contexte de prévision des dommages provoqués par un mouvement de terrain d'intensité donnée soulève une grande difficulté. Il convient en effet d'évaluer d'abord la flèche maximale du bâti Δ en fonction du mouvement en champ libre Δ_0 .

Les différentes approches proposées mettent en évidence la nécessité de distinguer deux mouvements du terrain :

- Le mouvement en champ libre Δ_0 qui caractérise le mouvement subi par le terrain en l'absence de toute interaction avec un ouvrage, elle correspond à la déflexion maximale que le bâti est susceptible de subir sous l'hypothèse que la totalité du mouvement du terrain lui est

transmise. Il existe une relation géométrique entre la courbure du terrain, la déflexion et la longueur du bâtiment (Burland et Wroth 1974, Kratzsch 1983) :

$$\Delta_0 = L^2/8R \quad \text{Équation 1}$$

– La flèche maximale au bâti Δ (assez difficile à trouver) qui peut être significativement inférieure au déplacement en champ libre compte tenu des phénomènes d'interaction sol-structure, en particulier pour des structures rigides.

Deck et Singh (2010) ont utilisé un modèle analytique basé sur le modèle de Winkler pour calculer le taux de transmission de la déflexion Δ/Δ_0 . Les résultats obtenus peuvent se représenter sous la forme d'une courbe reliant le taux de transmission de la déflexion en fonction de la rigidité relative en flexion (Figure 1 et Equ. 2). Ils ont comparé leurs résultats analytiques à des résultats numériques, la comparaison montrait des différences qui pouvaient s'expliquer par l'utilisation d'un modèle trop simple du terrain et de la structure.

$$\rho^* = \frac{EI}{K_w \cdot B \cdot L^4} \quad \text{Équation 2}$$

avec K_w le module de réaction du sol [Pa/m], EI la rigidité à la flexion de la poutre, B la largeur du bâti, L la longueur du bâtiment. Goh et Maire (2011) ont défini une mesure différente de la rigidité relative (Equ.3) qui sera utilisée dans cet article pour présenter et comparer les résultats obtenus selon le modèle de sol utilisé, Avec E_t le module de Young du sol.

$$\rho^* = \frac{EI}{E_t \cdot B \cdot L^3} \quad \text{Équation 3}$$

Dans les paragraphes suivants, on développe un modèle analytique afin d'améliorer l'évaluation du taux de transmission de la déflexion en tenant compte de l'influence du cisaillement dans le terrain et dans le bâti. On modélise alors le comportement du sol avec le modèle de Pasternak en remplacement du modèle de Winkler.

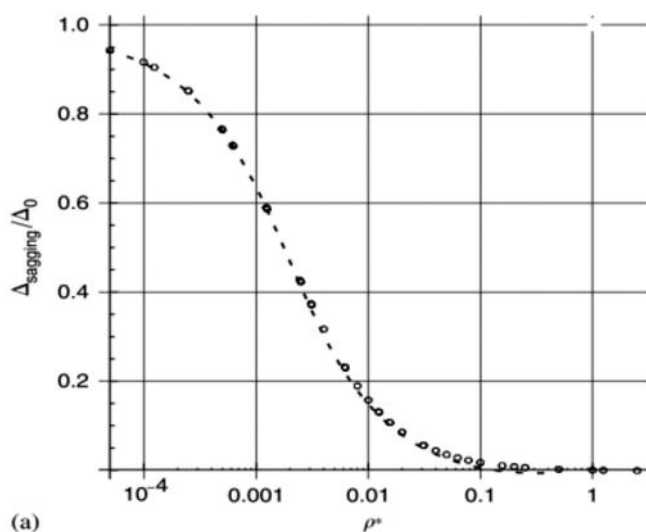


Figure 1 : Taux de transmission maximal de la déflexion en fonction du coefficient de rigidité relative en flexion (Deck et Singh 2010)

2. LE MODÈLE ANALYTIQUE DÉVELOPPÉ

Le modèle analytique initialement développé par Deck et Singh (2010) consiste à rechercher la position d'équilibre d'une poutre élastique de longueur L , hauteur H , largeur B et de module de Young E , reposant sur un terrain initialement courbe décrit par une équation $v(x)$ et modélisé par des éléments de Winkler. La poutre est sollicitée par une charge verticale uniforme q et la distribution $p(x)$ correspond à la réaction du sol (Équation 4), $w(x)$ est la déformée du terrain. L'utilisation du modèle de Winkler présente des inconvénients comme le choix du coefficient de raideur K_w , et les discontinuités de déplacement du terrain que ce modèle provoque.

$$p(x) = K_w \cdot B \cdot w(x) \quad \text{Équation 4}$$

Le modèle présenté ici a été développé en utilisant le modèle de Pasternak qui consiste à introduire un certain degré d'interaction entre les ressorts adjacents du massif de Winkler. Cette interaction est assurée par l'intermédiaire d'un coefficient de rigidité tangentielle G_p du sol en plus de la rigidité normal K_p (équation 5).

$$p(x) = K_p \cdot B \cdot w(x) - G_p \cdot B \cdot w''(x) \quad \text{Équation 5}$$

avec $p(x)$ [N/m] la réaction du sol s'appliquant sur une largeur B de la poutre, G_p le module de cisaillement dans le plan horizontal [N/m], K_p le module de réaction du sol [Pa/m] et $w(x)$ la déformée du terrain.

Lorsque G_p est nul, le modèle de Pasternak est identique au modèle de Winkler. On utilisera alors la notation K_w pour le module de réaction du sol [Pa/m]. Il est important de souligner ici qu'un même sol modélisé par un modèle de Winkler ou de Pasternak aura des modules K_p et K_w différents, dès lors que G_p est non nul (cf. section suivante).

Deux différences essentielles sont observées entre le modèle de Winkler et celui de Pasternak sollicités par une distribution de charge uniforme. Un tassement uniforme du terrain est observé sous le bâti et aucun déplacement en dehors de la zone de chargement dans le cas de Winkler, alors qu'une continuité de déplacement du terrain sous et hors le bâti est bien notée dans le cas du modèle de Pasternak.

Le comportement du bâtiment a été initialement modélisé par une poutre de Euler-Bernoulli (équation 6) qui ne considère pas l'influence du cisaillement du bâti sur la déformée.

$$y''(x) = \frac{-M(x)}{EI} \quad \text{Équation 6}$$

avec $y''(x)$ la déformée du bâti, $M(x)$ le moment fléchissant, EI la rigidité à la flexion.

La condition de non interpénétration du sol et du bâti impose une relation entre la déformée du bâti $y(x)$, la déformée du sol $w(x)$, la déformée initiale du terrain $v(x)$ et le déplacement de corps rigide du bâti d (Equ.7 et Figure 2).

$$y(x) = w(x) - d + v(x) \quad \text{Équation 7}$$

$v(x)$ correspond à la forme de courbure initiale du terrain. Un modèle parabolique est choisi pour introduire le tassement différentiel du terrain en champs libre Δ_0 (Equ.8).

$$v(x) = \Delta_0 \left(1 - \frac{4x^2}{L^2}\right) \quad \text{Équation 8}$$

Le mouvement de corps rigide d est donc égal à $w(L/2)$ et la flèche maximale du bâti Δ est égal à $y(0)$. L'association du modèle de Pasternak (Equ 5), de l'équation différentielle du bâti (Equ 6) et de la condition de non interpénétration (Equ. 7) permet d'aboutir à l'équation différentielle caractéristique du système (Equ.9).

$$EI.w^{(4)}(x) - (Gp.B)w^{(2)}(x) + K_p.B.w(x) = q \quad \text{Équation 9}$$

L'équation différentielle qui caractérise le mouvement du terrain en dehors du bâti ($x > L/2$) est l'équation 10.

$$Gp.B.w^{(2)}(x) + K_p.B.w(x) = 0 \quad \text{Équation 10}$$

La solution analytique de 9 et 10 fait apparaître 4 constantes d'intégrations qui nécessitent pour être déterminées de définir les 4 conditions aux limites suivantes :

- Une déflexion nulle de la poutre à ses extrémités : $y(L/2) = 0$.
- Un moment fléchissant nul aux extrémités de la poutre $y''(L/2) = 0$.
- La continuité du déplacement du terrain sous et hors la poutre $w_1(L/2) = w_2(L/2)$.
- Un effort tranchant aux extrémités de la poutre tel que : $F = G_p \cdot \Delta w'(L/2)$ Équation 11

3. DÉVELOPPEMENT D'UNE MÉTHODOLOGIE POUR LE CHOIX DES PARAMÈTRES DE SOL (PARAMÈTRES DE WINKLER ET PASTERNAK)

Le modèle analytique présenté nécessite d'utiliser des paramètres du terrain pertinents. Néanmoins, il n'existe pas de relation théorique exacte entre les valeurs des para-

mètres de Pasternak K_p , G_p et les propriétés élastiques du terrain (module de Young E et coefficient de Poisson ν). La méthodologie de choix des paramètres est basée sur une comparaison des résultats de tassements obtenus par les modèles analytiques de Winkler ou Pasternak et les solutions théoriques issues de l'étude du comportement des milieux semi-infinis (modèles de Boussinesq et Flamant). Boussinesq (1885) a calculé le déplacement vertical généré par une force ponctuelle p appliquée en surface d'un milieu élastique semi-infini défini par son module de Young E et son coefficient de poisson ν (équation 12)

$$u_z(x, y, z) = \frac{2(1+\nu)p}{4\pi E \sqrt{y^2 + x^2 + z^2}} \left((2(1-\nu) + \frac{z^2}{y^2 + x^2 + z^2}) \right) \quad \text{Équation 12}$$

Pour une couche de terrain compressible d'une épaisseur finie h , le déplacement du terrain en surface peut être approximé par l'équation 13 :

$$u_{z1}(x, y) = u_z(x, y, 0) - u_z(x, y, h) \quad \text{Équation 13}$$

Flamant (1892) utilise la relation de Boussinesq pour calculer le tassement induit par une charge surfacique de largeur $2b$ selon x et infinie selon la direction y . Ce déplacement u_{z2} est obtenu par intégration de la solution de Boussinesq (Equ. 14)

$$u_{z2}(x, h) = \int_{x-b}^{x+b} \int_{-\infty}^{+\infty} u_{z1}(u, v).dv..du \quad \text{Équation 14}$$

La méthodologie développée pour définir les valeurs numériques des paramètres du terrain (K_p et G_p) est basée sur l'ajustement entre les résultats théoriques (Equ.14) et la solution obtenue par le modèle de Pasternak pour une charge infinie de largeur $2b$ appliquée sur le terrain (obtenue par résolution de l'équation 5 pour $p(x) = p$ constant). Ces deux équations correspondant respectivement au tassement prédit par le modèle de Flamant ou le modèle de Pasternak, sont différentes. Il est possible de calculer les paramètres K_p et G_p en imposant l'égalité de ces deux équations.

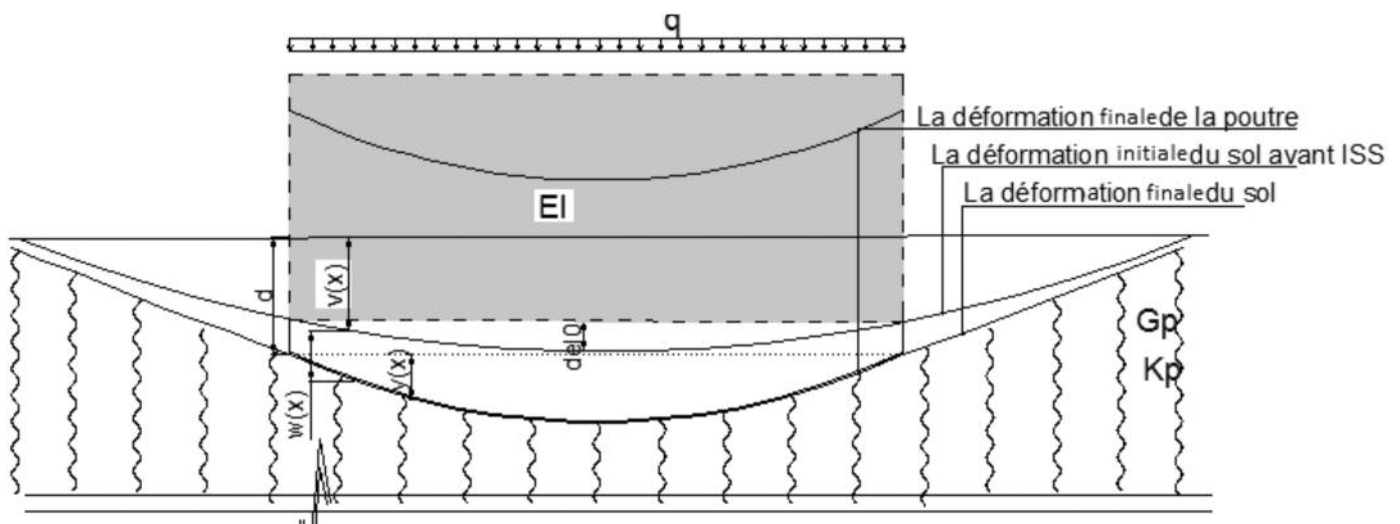


Figure 2 : Différents mouvements du terrain et du bâti pour étudier l'influence d'une courbure initiale du terrain $v(x)$ sur la déformée finale du bâti $y(x)$.

tions pour des abscisses particulières. On impose par exemple que les déplacements obtenus à partir de ces deux modèles soient les mêmes aux abscisses $x = 0$ (centre de la charge) et $x = b$ (extrémité de la zone chargée).

On obtient donc deux équations à deux inconnus (K_p et G_p). Les valeurs de K_p et G_p sont indépendantes de l'intensité de la charge. Les solutions sont exprimées par des abaques (Figure 3), pour un module de Young du terrain égal à 1 MPa. Pour d'autres valeurs du module de Young du terrain, il convient de multiplier les valeurs de K_p et G_p fournies dans les abaques, par le module de Young du terrain (Equ 15, Equ 16).

$$K_p(E_t) = K_p \cdot E_t \quad \text{Équation 15}$$

$$G_p(E_t) = G_p \cdot E_t \quad \text{Équation 16}$$

On utilise la même méthode pour trouver le module de réaction du sol K_w pour le modèle de Winkler. Dans ce cas, on cherche la valeur de K_w permettant d'obtenir un tassement moyen sous la charge w identique entre le modèle de Flamant et le modèle de Winkler.

$$K_w(E_t) = K_w \cdot E_t \quad \text{Équation 17}$$

4. EXPLOITATION DU MODÈLE ANALYTIQUE : COMPARAISON ENTRE LE MODÈLE DE WINKLER ET LE MODÈLE DE PASTERNAK

Après avoir défini de façon satisfaisante les 2 paramètres de Pasternak et la valeur du module de réaction de sol de Winkler afin que ces valeurs soient représentatives d'un

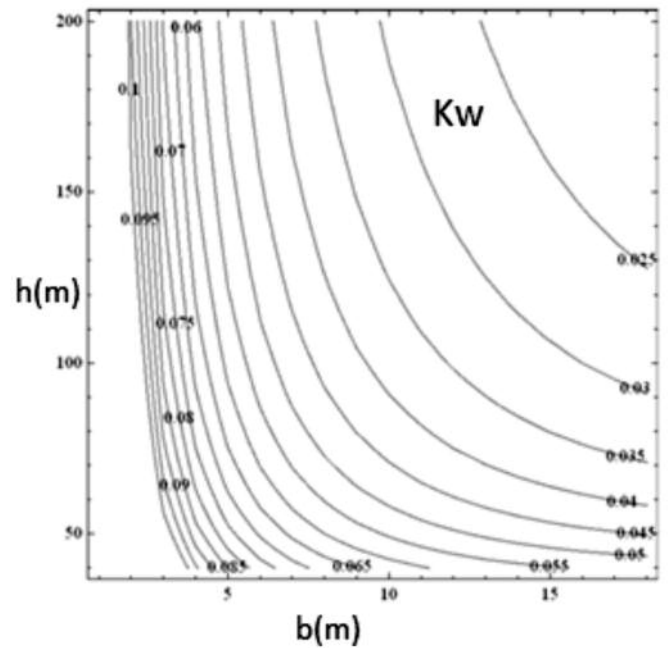


Figure 4 : Abaque permettant de trouver le module de réaction du sol K_w du modèle de Winkler en fonction de la demi-largeur de la charge b et de l'épaisseur du terrain h ($E_t = 1 \text{ MPa}$, $\nu = 0.3$). Pour d'autres valeurs du module de Young du terrain, il convient de multiplier les valeurs fournies par les abaques par le module de Young de terrain.

même sol, on utilise ces paramètres dans nos calculs pour trouver la flèche maximale d'un bâti en zone de mouvement de terrain.

On a choisi des valeurs différentes de la longueur de bâti, de la rigidité à la flexion EI et du module de Young du ter-

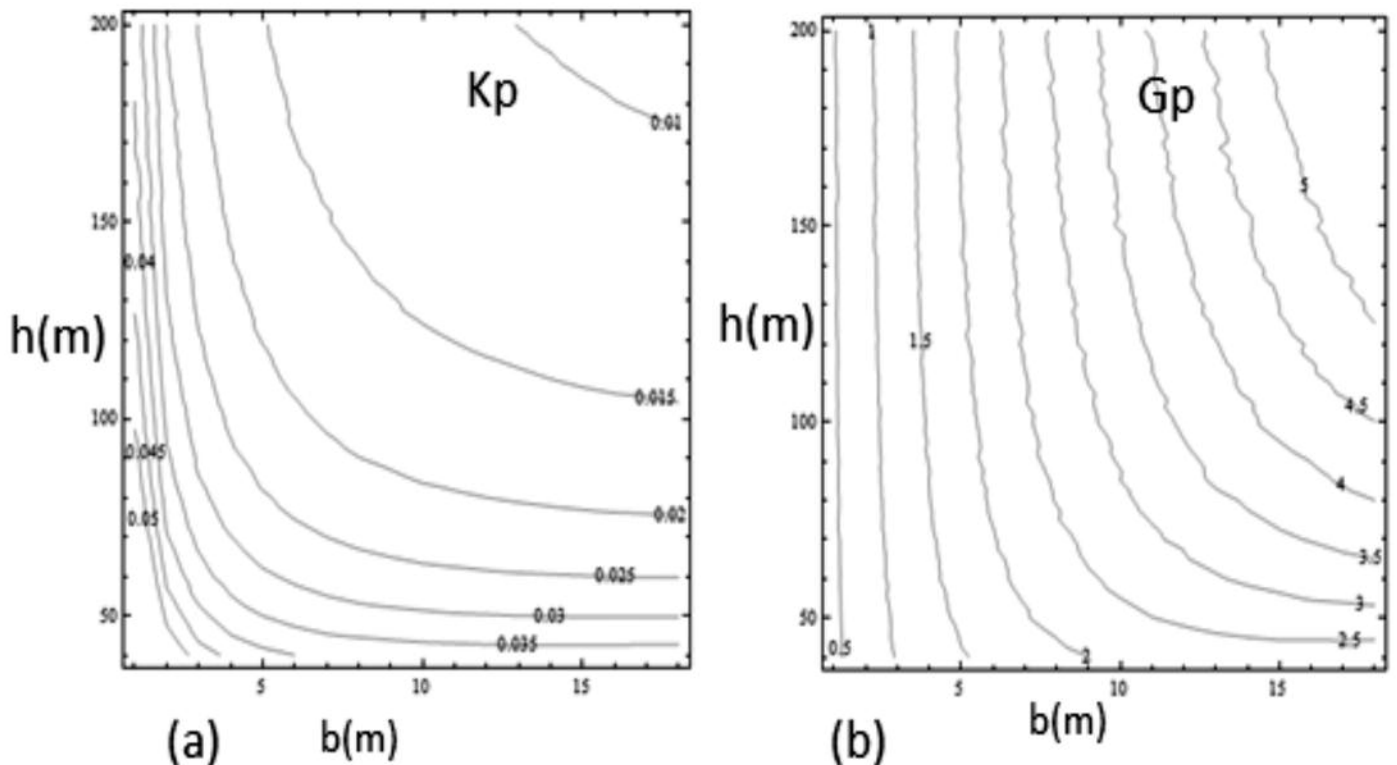


Figure 3: (a,b) Abaques permettant de trouver les modules de réaction du sol K_p (a), G_p (b) du modèle de Pasternak en fonction de la demi-largeur de la charge b et de l'épaisseur du terrain h ($E_t = 1 \text{ MPa}$, $\nu = 0.3$). Pour d'autres valeurs du module de Young du terrain, il convient de multiplier les valeurs fournies par les abaques par le module de Young de terrain

rain afin de modéliser une large gamme de situations différentes. Les résultats obtenus sont présentés sur la figure 4. On observe une différence significative entre les résultats de Winkler et ceux de Pasternak. L'influence de la déformée associée au cisaillement dans le sol est donc importante, elle doit être prise en compte pour calculer la flèche maximale finale d'un bâti dans une zone de mouvement de terrain. Les résultats obtenus avec le modèle de Pasternak montrent un taux de transmission de la déflexion plus important qu'avec le modèle de Winkler. Ceci s'explique par le fait que le tassement $v(x)$ du terrain au centre du bâti s'accroît au fur et à mesure du tassement du terrain aux extrémités du bâti (influence des déformations de cisaillement).

Les valeurs de Δ/Δ_0 se rapprochent de 1 pour des faibles valeurs de ρ^* , ce qui correspond au cas d'un bâti très souple sur un sol rigide. Inversement, la déflexion transmise devient quasiment nulle pour une valeur élevée de la rigidité relative, c'est à dire pour un bâti rigide en comparaison avec le terrain.

Les calculs ont été menés en vérifiant que le contact sol-bâti était maintenu sur toute la longueur de la structure (il n'y a pas de vide généré sous le bâti). Dans certaines situations, associées à un bâti très rigide et/ou une valeur initiale de Δ_0 importante, un vide pourrait en effet se créer sous le bâti. Les calculs présentés sur la Figure 5 constituent ainsi une borne supérieure de la valeur de Δ/Δ_0 puisque l'occurrence d'un décollement irait dans le sens d'une réduction de Δ et donc de Δ/Δ_0 .

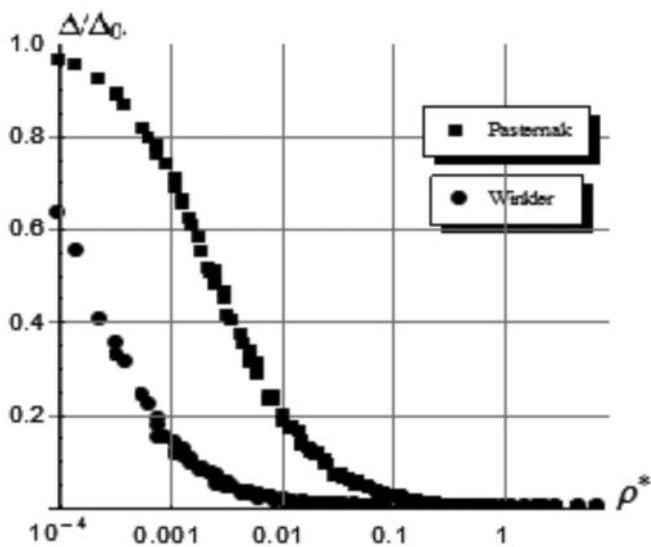


Figure 5: Taux de transmission de la déflexion (axe vertical) pour les deux modèles analytiques de Pasternak et Winkler en fonction de $\rho^* = EI/(8.E_s.L^3)$.

5. CONCLUSION

Un modèle analytique a été développé afin de tenir compte de l'influence des déformations associées au cisaillement dans le sol sur le calcul du taux de transmission de la déflexion d'un ouvrage impacté par des mouvements de terrains. Cela est rendu possible grâce au modèle de Pasternak en remplacement du modèle de Winkler dans le modèle analytique.

Pour les deux modèles de sol, une méthodologie a été mise en œuvre afin de justifier les valeurs des paramètres en fonction des propriétés élastiques du sol.

La comparaison des résultats obtenus entre le modèle de Winkler et celui de Pasternak, tout en modélisant un même sol, montre des résultats significativement différents qui justifient la nécessité de tenir compte du cisaillement dans le terrain pour une évaluation précise du taux de déflexion d'un bâti. Des comparaisons avec des résultats de modélisations numériques (non présentées ici) conduisent à penser que les deux solutions de Winkler et Pasternak pourraient être utilisées pour estimer un encadrement de la solution d'équilibre réelle.

Les perspectives envisagées sont les suivantes :

- Modéliser un comportement élasto-plastique du terrain. Winkler et Pasternak ont supposé que le modèle de terrain est élastique, alors que le comportement réel est élasto-plastique.
- Considérer un modèle de bâti adapté aux faibles élancements (rapport L/H du bâti inférieur à 2 environ) pour lesquels la théorie des poutres ne peut pas s'appliquer.
- Envisager la validation des résultats à partir de modélisations numériques et d'essais physiques.

6. RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Boscardin, M. and Cording, E. (1989). "Building Response to Excavation-Induced Settlement." *J. Geotech. Engrg.*, 115(1), 1–21.
- Boussinesq J. (1878). Équilibre d'élasticité d'un solide isotrope sans pesanteur, supportant différents poids. Paris, Vol. 86. pp. 1260-1263.
- Burland J.B. and Wroth C.P. (1974). Settlement of buildings and associated damage. Conference on the Settlement of Structures, Pentech Press, Cambridge, London, pp. 611–654.
- Deck O., Singh A. (2010). Analytical model for the prediction of building deflections induced by ground movements. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.*, DOI: 10.1002/nag.993.
- Flamant, A. (1892). Sur la répartition des pressions dans un solide rectangulaire chargé transversalement. *Compte. Rendu. Académie des Sciences. Sci., Paris*, vol. 114, p. 1465.
- Goh, KH, and Mair, RJ (2011) Building damage assessment for deep excavations in Singapore and the influence of building stiffness. *Geotechnical Engineering*, 42. pp. 1-12. ISSN 0046-5828.
- Kratzsch (1983) Mining subsidence engineering.
- Laefer, D. (2001) Prediction & Assessment of Ground Movement & Building Damage Induced by Adjacent Excavation. Dissertations/Theses.
- Potts D.M., Addenbrooke T.I. (1997). A structure's influence tunneling-induced ground movements. *Proceedings Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering*; 125:109–125.
- Son M. and Cording E. (2005). "Estimation of Building Damage Due to Excavation-Induced Ground Movements." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 131(2), 162–177.
- Son M. and Cording E. (2007). "Evaluation of Building Stiffness for Building Response Analysis to Excavation-Induced Ground Movements." *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 133(8), 995–1002.
- Wagner H, Schumann HER (1991). Surface effect of total coal seam extractions by underground mining methods. *J S Afr Inst Min Metal* 91:221–231.

RÉPARATION DE MOLASSE PAR UNE PIERRE ARTIFICIELLE : MESURE SUR SITE DES CONDITIONS ENVIRONNEMENTALES ET DE LEURS IMPLICATIONS DANS LA PIERRE

RE-PROFILING OF ALTERED BUILDING SANDSTONES : ON-SITE MEASUREMENT OF THE ENVIRONMENTAL CONDITIONS AND THEIR EVOLUTION IN THE STONE

Thibault DEMOULIN¹, Fred GIRARDET² and Robert J. FLATT^{1*}

¹ ETH Zurich - Institute for Building Materials - Stefano-Franscini-Platz 3, CH-8093 Zurich

² RINO Sàrl - Ruelle Belle Maison 14, CH-1807 Blonay

* Corresponding author : flattr@ethz.ch

1. INTRODUCTION

Le terme de reprofilage, dans le domaine de la conservation des bâtiments historiques, se rapporte au remplacement d'une partie altérée d'une pierre à l'aide d'un mortier plastique modelé pour reproduire la forme de la pièce à remplacer. C'est une approche intéressante quand la préservation du matériau original est la priorité puisqu'il permet d'éviter son remplacement complet et ainsi d'étendre

sa durée de vie. Le présent travail fait partie d'un projet dédié à l'étude d'une pierre artificielle faite à partir de résine acrylique, développée à la fin des années 70 à l'Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, en Suisse, et appliquée en tant que matériau de reprofilage lors de la restauration de l'Hôtel de Ville de Lausanne. Après plus de trente ans, la durabilité de ce mortier a relancé l'intérêt des tailleurs de pierre qui l'ont de nouveau utilisé lors de la restauration de l'église catholique Notre-Dame de Vevey (Canton de Vaud, Suisse) en 2011.

Cependant, ce type de restauration soulève un certain nombre de questions à propos de possibles incompatibilités entre pierres naturelles et pierres artificielles adjacentes. Notamment, la question de l'influence de propriétés thermiques, hydriques et hygroscopiques différentes sur la durabilité de la réparation et plus important, sur l'état de la pierre sous-jacente n'a pas été examinée de manière systématique. Ces propriétés gouvernent la réponse des matériaux aux conditions environnementales, qui sont déterminantes dans la dégradation des pierres de construction [CAM 13][SMI 08][ALO 14B][ALO 14C].

Ces questions sont particulièrement pertinentes au vu des caractéristiques du reprofilage, une insertion directe sans joint, et de la nature de la pierre considérée dans cette étude, un grès appelé molasse. C'est un grès principalement composé de quartz et de feldspath cimentés par de la calcite et des argiles qui peuvent être gonflantes [KUN 97]. Il est de ce fait sensible aux cycles de mouillage – séchage qui peuvent provoquer la formation de plaques avec des épaisseurs variant de 0.5 à 3 cm [FUR 83][JIM 08]. Ces altérations se forment parallèlement à la surface et sont indépendantes de l'orientation des lignes de plus grande fragilité de la pierre, c'est-à-dire de son lit ; cependant, cette profondeur est variable suivant les pierres. Cela suggère que c'est la combinaison des propriétés de transport d'eau intrinsèques à la pierre et des conditions environnementales qui conduit le procédé de dégradation à atteindre des niveaux de contrainte critiques seulement à une certaine profondeur. Au-delà de cette profondeur critique la pierre est généralement en bonne état. Une illustration édi-

fiant peut être vue dans la carotte présentée en Figure 1, qui a été prélevée dans la partie extérieure d'un mur de l'église catholique Notre-Dame de Vevey. On peut y voir une fissure caractéristique d'une formation de plaque, qui court parallèlement à la surface extérieure (2 cm de profondeur dans ce cas). Cette fissure est perpendiculaire au litage qui suit l'axe longitudinal de la carotte.

Dans le but d'étudier les conditions qui provoquent ces altérations et l'impact du reprofilage sur la pierre naturelle, une campagne de mesure a débuté en juillet 2013 à Notre-Dame de Vevey. Elle vise à comparer les conditions thermiques et hygroscopiques régnant à la surface et à l'intérieur d'une pierre naturelle non réparée avec celles d'une pierre naturelle reprofilée, sur un mur de l'église. Pour ce faire, la température et l'humidité relative sont enregistrées de la surface jusqu'à une profondeur de 6.7 cm dans ces deux matériaux. De plus, les quantités d'eau de pluie battante et d'eau de pluie absorbée par la pierre naturelle et artificielle sont mesurées. L'appareillage utilisé ainsi que les premières données obtenues de juillet 2013 jusqu'à janvier 2014 sont présentés.

2. MÉTHODE

L'emplacement adéquat pour installer les capteurs doit être à la fois exposé à la pluie et au soleil, et présenter conjointement un reprofilage suffisamment grand et de la molasse saine. L'examen du bâtiment un jour de pluie nous a permis de retenir un tel emplacement sur le contrefort d'une abside, à approximativement six mètres du sol. On peut le

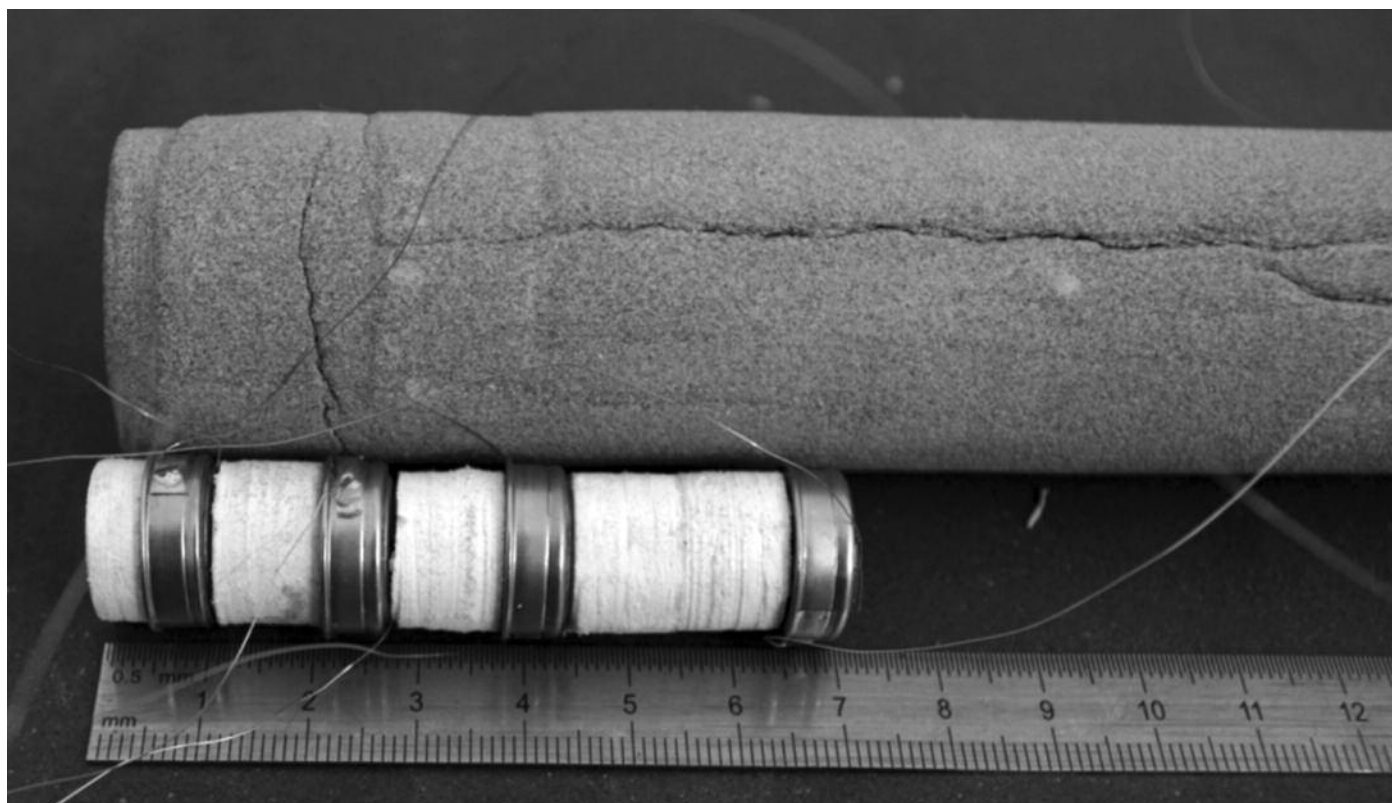


Figure 1. Carotte provenant d'une pierre altérée de Notre-Dame de Vevey, et vue des capteurs insérés dans la pierre (disques métalliques).

voir sur la vue du dessus en Figure 2, orienté Nord. L'emplacement sélectionné est face à l'Ouest et de ce fait est ensoleillé en fin de journée durant l'été ; à cause des immeubles avoisinants et de la position basse du soleil pendant l'automne et l'hiver, il n'est pas atteint par le soleil pendant ces périodes. La pierre à cet emplacement est soumise à des conditions sévères comme en témoignent les récentes restaurations, où la molasse ancienne a été reprofilée avec la pierre artificielle ou entièrement remplacée par du grès bleu d'Ostermundigen. Les mesures sont effectuées sur la molasse d'origine ainsi que sur le même matériau adjacent mais reprofilé avec une couche de matériau de réparation.

Un facteur déterminant dans le choix de l'emplacement était aussi d'avoir des surfaces de mesure suffisamment grandes pour collecter l'eau ruisselante durant les événements de pluie. C'est la raison pour laquelle la réparation montrée en Figure 2 est beaucoup plus large qu'une réparation typique. La même Figure permet d'appréhender la proximité des mesures et les dimensions du matériau de réparation (12 cm de large pour 2 cm d'épaisseur), représenté par un rectangle gris délimité par une ligne en pointillé sur le schéma.

La présence sur le marché de capteurs de petite taille, robustes et autonomes permet de développer une instrumentation relativement non invasive qui peut être abandonnée dans un mur pendant plusieurs semaines. Un projet similaire a montré la faisabilité de telles investigations reliées à la dégradation de pierres de construction [ALO 14A].

2.1. Température et humidité relative

Dans le but de mesurer la température et l'humidité relative à différentes profondeurs dans le mur, plusieurs acqui- siteurs sont associés et séparés les uns des autres par du PVC expansé, un matériau avec une faible conductivité thermique (0.06 W/m.K, contre 2.30 W/m.K pour la molasse). En Figure 1 sont montrés les acqui- siteurs

(disques gris sur la photo) montés ensemble avec le PVC expansé (matériau blanc), avant l'insertion du tout dans une gaine rétractable protectrice. Comme indiqué sur la même figure, la région intéressante pour mesurer la température et l'humidité relative s'étend de la surface aux premiers centimètres de la pierre; dans notre cas, ces paramètres sont relevés dans l'air, à la surface, à 0.8, 2.5, 4.1 et 6.7 cm dans la pierre. Les capteurs placés dans la pierre artificielle mesurent donc ces données dans le matériau de réparation (à la surface et à 0.8 cm) et dans la pierre naturelle qu'il recouvre (à 2.5, 4.1 et 6.7 cm). L'acquisition de ces données s'effectue toutes les 30 minutes. Bien qu'une fréquence de mesure plus importante puisse être appropriée pour mesurer les changements rapides de température à la surface de la pierre, comme suggéré par Hall [HAL 99], la profondeur de mesure qui nous intéresse le plus se situe à 2.5 cm dans la pierre, et les changements de température à cette profondeur sont supposés moins rapides.

Les capteurs appliqués à la surface des matériaux sont encapsulés dans du PVC expansé et le contact thermique est assuré par une rondelle métallique. Pour protéger le volume d'air délimité par la rondelle de contaminants tel que des sels, qui perturberaient la mesure de l'humidité, la rondelle est encerclée par un filtre en PTFE. Le capteur mesurant la température et l'humidité de l'air est positionné à quelques centimètres du mur; en conséquence, il mesure l'environnement direct du bâtiment. Il est aussi protégé des radiations directes du soleil par un écran peint en blanc.

Les capteurs utilisés sont des capteurs capacitifs Dallas Hygrochron qui mesurent à la fois la température et l'humidité relative et fonctionnent avec le protocole "1-Wire". Cela permet d'avoir autant de câbles que de capteurs, plus un pour la masse, et ainsi de limiter autant que possible l'impact physique de la mesure qui pourrait être perturbée par l'infiltration d'eau ou par la conduction thermique des fils. De plus, chaque capteur étant un acqui- siteur auto- nome, le recours à un boîtier d'acquisition externe est évité, ce qui réduit l'aspect invasif de l'installation.

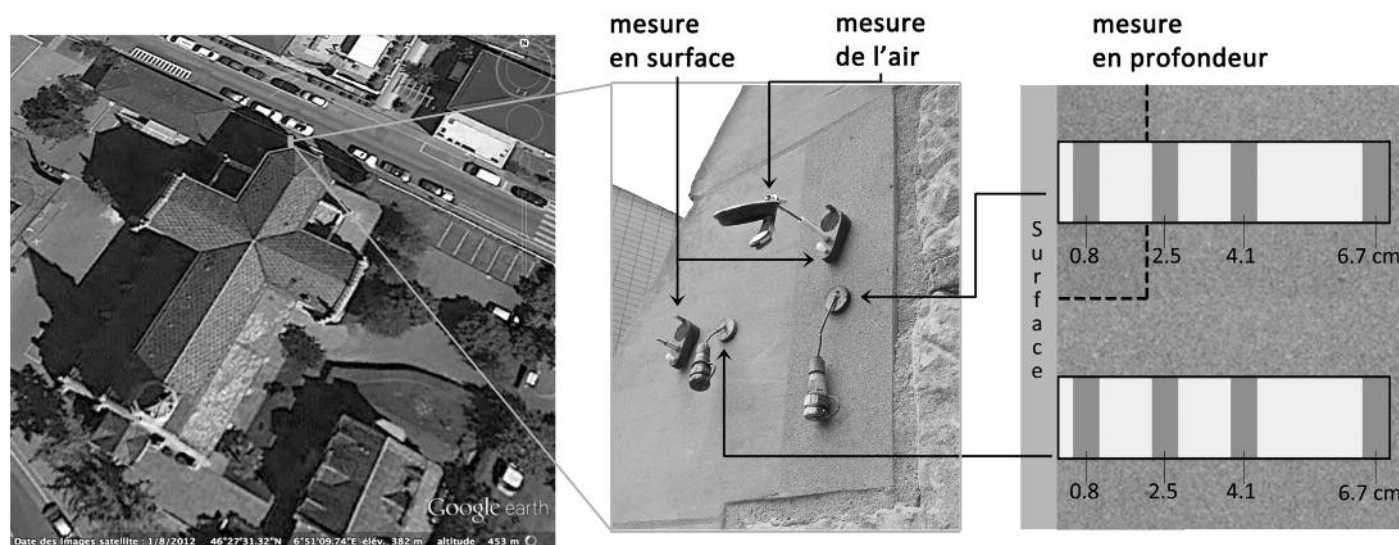


Figure 2. Vue du dessus de l'église (Google Earth) et position des capteurs de température et d'humidité. A noter sur la photo la pierre artificielle à la droite de la pierre naturelle.

Les capteurs mesurent la température dans une fenêtre de -20 à 85 °C avec résolution de 0.06 °C et une précision de 0.5 °C entre -10 et 64 °C, ce qui couvre bien les conditions observées durant la campagne. L'humidité relative est mesurée de 0 à 100 %, avec une précision de 2 % dans une zone qualifiée de "sûre", c'est-à-dire dans une fenêtre comprise entre 0 et 50 °C, ce qui couvre plutôt bien les conditions observées pendant les mois de juillet jusqu'à novembre. Cependant la mesure des humidités relatives supérieures à 90% est sujette à plus d'imprécision.

2.2. Eau de pluie battante, ruisselante et absorbée

Pendant un épisode de pluie, la pluie battante peut être ou absorbée par la pierre ou ruisseler le long de sa surface. Etant donné le rôle prépondérant de l'eau dans la dégradation de la pierre, le phénomène de transport d'eau à la surface de la pierre artificielle comme naturelle doit être évalué et quantifié. À cette fin, les quantités d'eau de pluie au sol, d'eau de pluie battante et d'eau de pluie ruisselante sont mesurées, et la différence entre ces deux dernières renseigne sur la quantité d'eau absorbée par la pierre.

L'instrumentation utilisée pour ces mesures est présentée en Figure 3. Les mesures de pluie ruisselante sont réalisées par la pesée de l'eau qui s'écoule sur une surface délimitée par un cadre dont la partie inférieure amène l'eau dans des bouteilles en verre dont le contenu est régulièrement pesé par un opérateur. Une automatisation du système est en cours, mais n'était pas encore en opération à la date des mesures rapportées dans cette étude. Les cadres occupent une surface de 690 cm² chacun. La quantité de pluie bat-

tante est également quantifiée par l'intermédiaire d'un cadre mais qui délimite une surface totalement non-absorbante. À la surface du mur, on peut donc voir trois cadres, qui collectent l'eau battante non absorbée à la surface de la pierre naturelle et artificielle et un troisième qui collecte la totalité de la pluie battante.

3. RÉSULTATS ET DISCUSSION

3.1. Température

À la surface de la pierre, la température présente les mêmes variations journalières et saisonnières que la température de l'air, mais lorsque l'exposition au soleil est possible, c'est-à-dire dans notre cas en fin d'après-midi, on observe des montées en température importantes. De juillet à janvier la température de l'air a varié entre 35.2 à -2.3 °C dans l'entourage proche de l'église, alors qu'à la surface de la pierre elle a pu atteindre 47.2 °C et descendre jusqu'à -2.0 °C (Figure 4, gauche)

Des températures supérieures à 40°C à la surface de la pierre ne sont pas rares puisqu'on a pu en enregistrer 25 occurrences pendant cet été. Les plus grandes amplitudes ont été enregistrées en juillet et août, comme montré en Figure 4 (droite), où les températures ont fluctué avec une amplitude moyenne de 20.3 °C. La vitesse de montée en température maximale a été de 0.22 °C/min, le 1^{er} août, occasionnant une différence de température de 13.5 °C dans les premiers 6.7 cm de la pierre. Par contre, à l'interface entre le matériau de réparation et la pierre naturelle

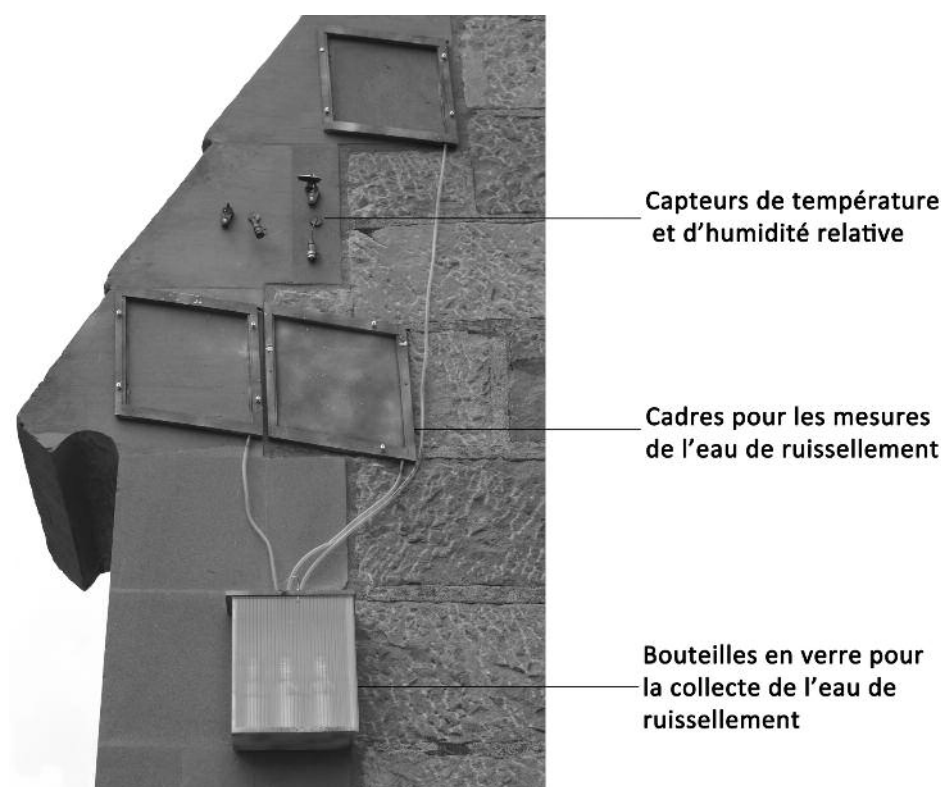


Figure 3. Vue de l'instrumentation avec les capteurs de température et d'humidité ainsi que les cadres pour la mesure de l'eau ruisselante et battante.

qu'il recouvre, c'est-à-dire à 2.5 cm dans le mur, la variation en température n'est plus que de 11 °C et la vitesse de changement de température deux fois plus lente qu'à la surface, à savoir 0.11 °C/min.

D'un autre côté, les températures négatives à la surface de la pierre sont survenues 16 fois pendant les mois de décembre et janvier. À ces occasions, des températures négatives à 6.7 cm dans la pierre sont apparues 14 fois. Il faut savoir que l'hiver 2013 a été particulièrement clément en Suisse.

3.2. Pluie battante et quantité d'eau absorbée

Malgré la petite distance entre les cadres chargés de collecter l'eau ruisselante, l'emplacement choisi, à savoir sur un contrefort près de l'abside, favorise les turbulences et provoque des expositions différentes à l'eau de pluie. Pour être en mesure de comparer les absorptions d'eau entre les deux matériaux, cette différence d'exposition a dû être quantifiée et corrigée par un facteur d'ajustement. Pour ce faire, un matériau non-absorbant a été placé dans les cadres pour mesurer la pluie battante aux trois positions, pendant six épisodes de pluie du 2 au 28 octobre 2013. Un facteur d'ajustement ainsi qu'un intervalle d'erreur ont été calculés pour chaque position qui, malgré la nature aléatoire des précipitations, aident la comparaison entre les valeurs mesurées par les différents cadres. Comparé au matériau entièrement non-absorbant, la pierre naturelle a reçu durant ces épisodes pluvieux 1.62 ± 0.35 fois plus d'eau et la pierre artificielle 1.21 ± 0.15 fois plus d'eau. Ces facteurs sont utilisés dans les calculs qui ont conduit aux résultats suivants.

Pendant la période étudiée, 407.9 kg/m² d'eau sont tombés sur le sol en 14 épisodes de pluie distincts. Sur cette quantité, 14.8 kg/m², soit 3.6 %, ont été poussés par le vent sur le mur sous forme de pluie battante. La pierre naturelle a absorbé 41.8 % de cette pluie battante, tandis que la pierre artificielle n'en a absorbé que 2.4 %. Même si ces chiffres

sont dépendants de la nature très aléatoire des précipitations, il n'en reste pas moins vrai que la différence d'absorption entre les deux matériaux est très significative. On peut dire que la pierre artificielle absorbe en moyenne 17 fois moins d'eau que la pierre naturelle, malgré sa porosité plus élevée (35 % contre 17 % pour la molasse d'Ostermundigen). La différence d'absorption est expliquée par le caractère hydrophobe de la résine acrylique. En conséquence, une grande partie de la pluie battante dirigée vers la surface de la pierre artificielle ruisselle et est redistribuée sur les pierres se situant en-dessous. Il est toutefois important de préciser que les surfaces réparées par des pierres artificielles sont en général très petites par rapport aux surfaces de pierres naturelles, et que ce n'est pas la totalité de l'eau ruisselante qui va être immédiatement absorbée par la pierre naturelle en-dessous de la pierre artificielle. La redistribution de cette eau additionnelle va dépendre des caractéristiques des précipitations (intensité, direction du vent) et son impact doit être évaluée dans un contexte plus global prenant en compte les surfaces respectives des deux matériaux et leur position sur l'édifice.

3.3. Humidité relative

L'amplitude des variations de l'humidité relative à la surface de la pierre naturelle est moins prononcée que celle de l'air, mais montre quand même des variations importantes pendant l'été, comme on peut le voir sur la Figure 5 (gauche). Ces variations diminuent grandement à l'intérieur de la pierre. Elles sont relativement importantes dans le premier centimètre, mais s'atténuent très rapidement et sont complètement amorties après le quatrième centimètre. À partir d'octobre, après le premier centimètre et pour les deux matériaux, l'humidité relative reste à 100 %. La mesure d'une humidité relative élevée étant sujette à une imprécision accrue, une surestimation de l'humidité ne peut pas être exclue, bien qu'une simple vision de la surface de la pierre tende à montrer qu'elle reste effectivement humide en hiver.

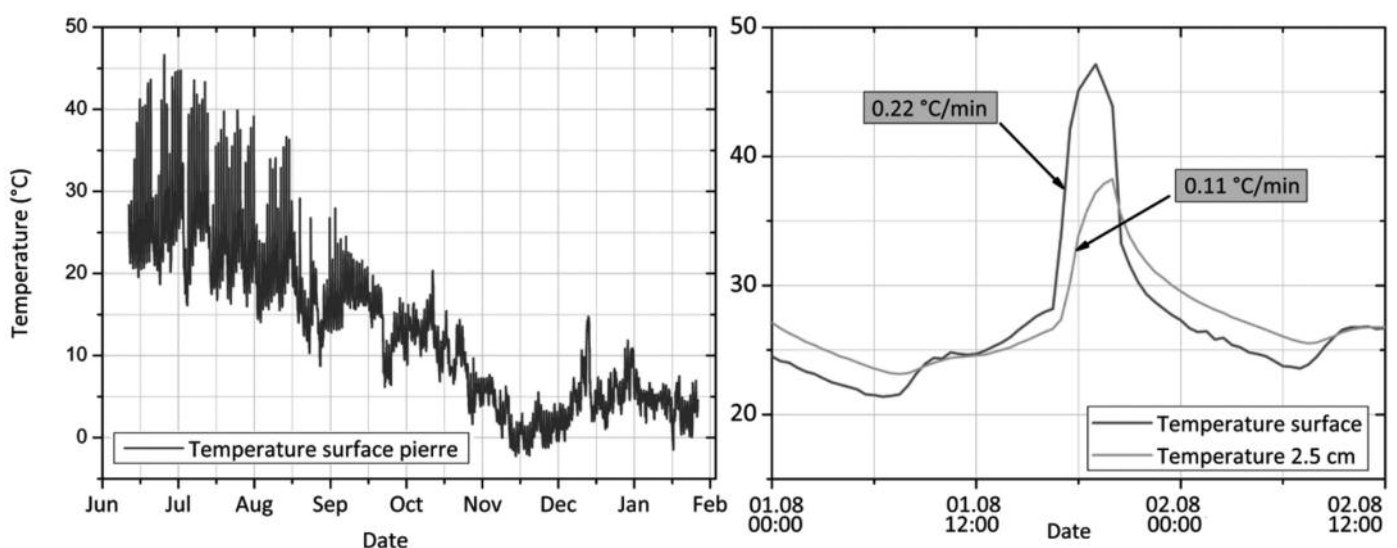


Figure 4. Évolution de la température à la surface de la pierre naturelle pendant la période de mesure (à gauche) et comparaison entre la température à la surface de la pierre et à 2.5 cm dans le mur (à droite).

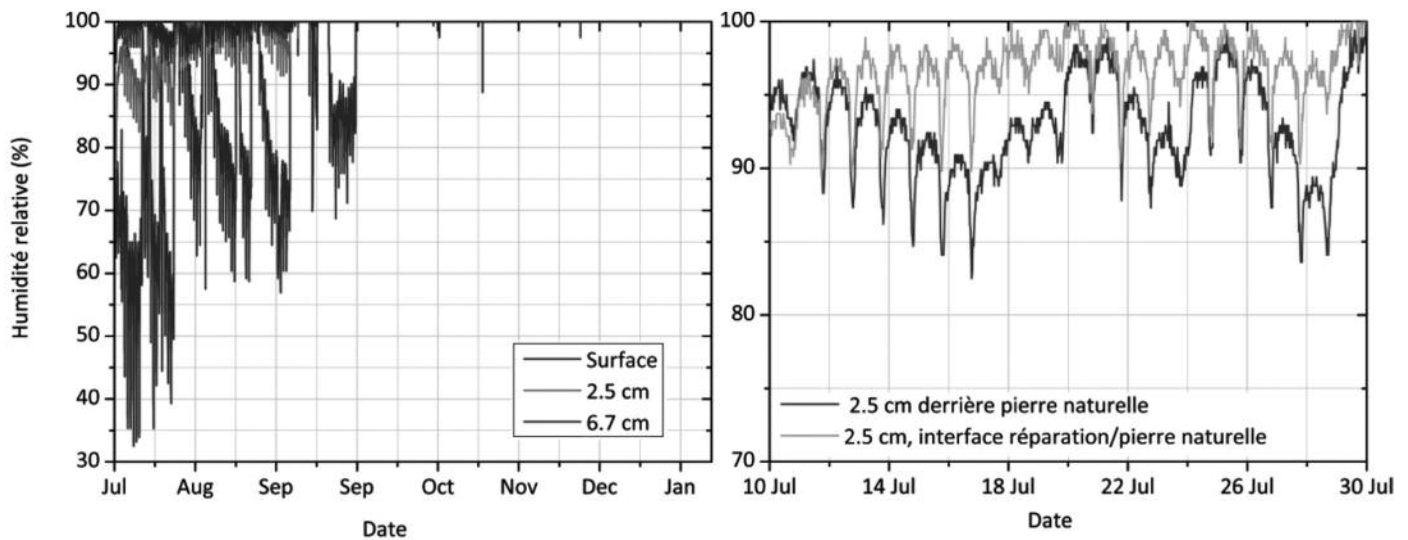


Figure 5. Évolution de l'humidité relative pendant la période de mesure (à gauche) et vue rapprochée de l'humidité relative à une profondeur de 2.5 cm (à droite).

Les variations régulières dues à l'alternance du jour et de la nuit sont de l'ordre de 20 % pendant les mois d'été. La grande expansion linéique (jusqu'à 2.34 mm/m) mesurée sur la pierre de Villarlod quand elle est immergée dans de l'eau liquide [FEL 95] laisse supposer que de telles variations dans l'humidité relative de l'air puisse aussi fragiliser la pierre par fatigue.

On peut noter que les variations les plus importantes interviennent pendant les mois de juillet et d'août. C'est pourquoi cette période est élargie en Figure 5 (à droite), qui compare l'humidité relative dans la pierre naturelle, lorsqu'elle est recouverte ou non de pierre artificielle. Il est intéressant de noter que ces variations sont en moyenne plus prononcées dans les premiers centimètres de la pierre naturelle lorsqu'elle n'est pas recouverte de pierre artificielle. L'humidité relative la plus basse à la surface des deux matériaux a été de 32 % en juillet, alors que la variation la plus soudaine est apparue à la fin du même mois lorsqu'elle est brusquement passée de 54.4 à 100 % lors d'une pluie soudaine.

3.4. Point de rosée

La comparaison du point de rosée à différentes profondeurs dans la pierre, à un moment particulier, donne des indications utiles sur la direction du transfert de vapeur d'eau. En effet le point de rosée, calculé par la formule de Magnus à partir des valeurs de température et d'humidité relative [LAW 05], est directement lié à la pression de vapeur d'eau. Un fait intéressant, illustré en Figure 6, peut être remarqué à propos de la direction du transfert de vapeur à une profondeur de 2.5 à 4 cm de la surface, après une période chaude sans précipitations à la fin du mois de juillet 2013. Quand la descente nocturne en température apparaît, la pression partielle de vapeur d'eau dans la pierre est plus élevée que celle de la surface et que celle de l'air. La surface peut sécher et un transfert de vapeur apparaît de l'intérieur de la pierre vers l'extérieur. Cependant, pendant le réchauffement diurne, le point de rosée est constamment plus élevé à une profondeur de 2.5 à 4 cm. Cela implique que la migration d'eau s'effectue vers la surface de la

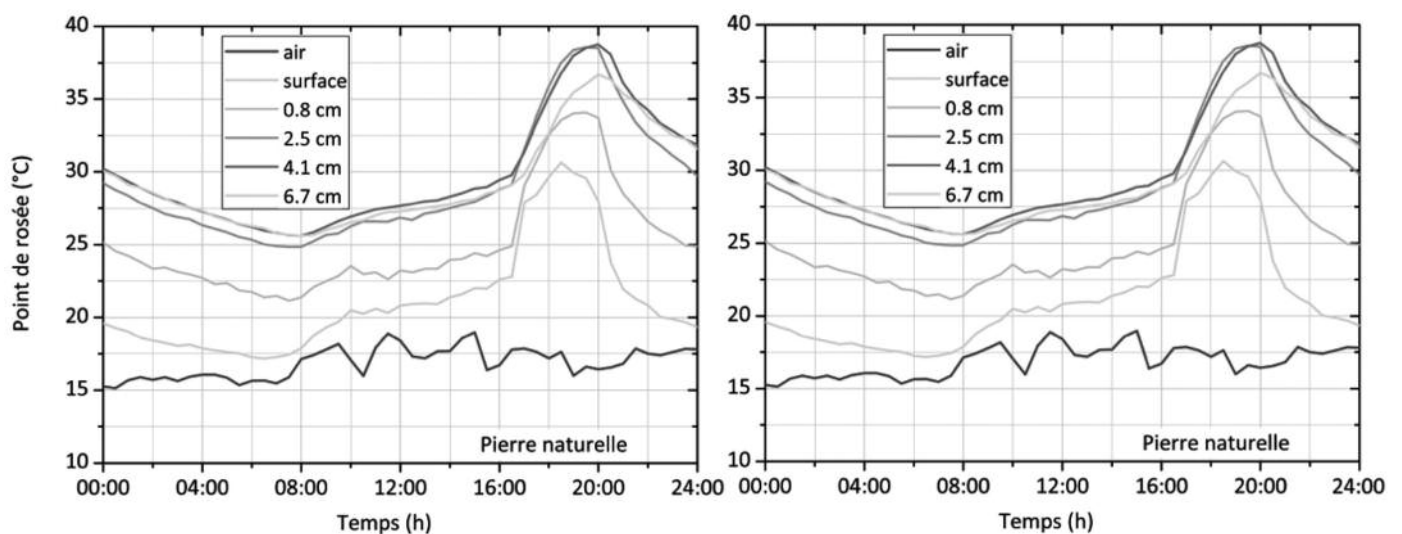


Figure 6. Comparaison du point de rosée à différentes profondeurs, dans la pierre naturelle (à gauche) et dans la pierre naturelle et la pierre artificielle qui la recouvre (à droite).

pierre (séchage vers l'extérieur) mais aussi en profondeur dans la pierre (séchage vers l'intérieur). Ce fait est visible aux deux emplacements et suggère que la pierre artificielle n'empêche pas les transferts de vapeur d'eau, ce qui est cohérent avec sa porosité élevée. L'apparition d'une zone d'humidité plus élevée à une certaine profondeur dans la pierre concorde avec des résultats de modélisation rapportés par Snethlage et Wendler [SNE 97] qui montrent cet effet pour de l'eau liquide. Cette situation peut expliquer conceptuellement le développement de contraintes dans les grès argileux [SCH 05] [WAN 08] et peut aussi être avancée pour expliquer la formation de plaques, préalablement mentionnée, dans ces pierres. À notre connaissance, de tels résultats expérimentaux concernant ce phénomène n'ont pas encore été rapportés et c'est pourquoi ils méritent sérieusement d'être poursuivis.

4. CONCLUSIONS

Cette campagne de mesure menée à l'église catholique Notre-Dame de Vevey a pour but de renseigner sur l'ordre de grandeur des variations de température et d'humidité relative apparaissant sur et dans un mur de grès argileux, et notamment à l'interface entre le grès et un matériau de restauration à base de résine acrylique.

Les premiers résultats obtenus de juillet 2013 à janvier 2014 montrent que la température pendant les mois d'été peut varier régulièrement, à cause du refroidissement convectif nocturne et du réchauffement radiatif diurne, avec une grande amplitude (moyenne de 20.2 °C) et une vitesse de 0.22 °C/min à la surface de la pierre. Cependant, à l'interface entre les deux matériaux la variation de température en une journée n'est plus que de 11 °C, et le réchauffement se fait à une vitesse beaucoup plus faible de 0.11 °C/min.

L'humidité relative varie également beaucoup, de 32 à 100 %. Ces variations périodiques, associées à une relativement grande expansion dimensionnelle de la molasse en conditions hydriques ou hygriques, peuvent jouer un rôle dans une dégradation du matériau par fatigue, d'autant plus que la molasse reste longtemps à des taux d'humidité élevés auxquels lui sont associées des résistances moindres. En particulier le développement d'une zone humide à une certaine profondeur dans la pierre pourrait en partie expliquer la formation de plaques dans ce type de pierre. Ces études seront poursuivies et approfondies dans la prochaine campagne de mesures.

La mesure de la pluie battante et ruisselante permet de mettre en évidence les propriétés différentes des deux matériaux en ce qui concerne l'eau: la pierre artificielle absorbe 17 fois moins d'eau que la pierre naturelle. Cependant, l'humidité relative derrière la pierre artificielle est légèrement plus stable que derrière la pierre naturelle non recouverte, ce qui pourrait être un avantage si l'on considère le risque de dégradation lié au gonflement de la molasse.

Étant donné la complexité de la dégradation de la pierre sur site, il est important de prendre en compte l'exposition spé-

cifique d'une pierre lorsque la durabilité d'un matériau de réparation est étudiée. C'est pourquoi les données collectées lors de mesures sur site servent à définir au cas par cas les conditions à utiliser lors d'un test de vieillissement accéléré, mais néanmoins représentatif.

5. BIBLIOGRAPHIE

- [ALO 14a] AL-OMARI A., BRUNETAUD X., BECK K., AL - MUKHTAR M. « Effect of thermal stress, condensation and freezing-thawing action on the degradation of stones on the Castle Of Chambord, France », *Environmental Earth Sciences*, vol. 71, no 9, 2014, p. 3977-3989.
- [ALO 14b] AL-OMARI A., BRUNETAUD X., BECK K., AL - MUKHTAR M. « Hygrothermal stress and damage risk in the stones of the Castle Of Chambord, France », *International Journal of Civil and Structural Engineering*, vol. 4, no 3, 2014, p. 402-418.
- [ALO 14c] AL-OMARI A., BRUNETAUD X., BECK K., AL - MUKHTAR M. « Coupled thermal-hygric characterisation of elastic behaviour for soft and porous limestone », *Construction and Building Materials*, vol. 62, 2014, p. 28-37. In progress.
- [CAM 13] CAMUFFO D. *Microclimate for Cultural Heritage. Conservation, Restoration, and Maintenance of Indoor and Outdoor Monuments*. Elsevier Science Ltd.
- [FEL 95] FÉLIX C. « Choix de grès tendres du Plateau Suisse pour les travaux de conservation », *Conservation et Restauration des Biens Culturels*, R. Pancella, École Polytech. Fed. Lausanne, Montreux, 1995, p. 45-71.
- [FUR 83] FURLAN V., GIRARDET F. « Pollution atmosphérique et dégradation de la molasse », *Chantiers/Suisse*, vol. 14, 1983, p. 989-994.
- [HAL 99] HALL K. « The role of thermal stress fatigue in the breakdown of rock in cold regions », *Geomorphology*, vol. 31, 1999, p. 47-63.
- [JIM 08] JIMÉNEZ -GONZÁLEZ I., RODRÍGUEZ-NAVARRO C., SCHERER G. « Role of clay minerals in the physicochemical deterioration of sandstone », *Journal of Geophysical Research*, vol. 113, 2008.
- [KUN 97] KÜNDIG R. *Die Mineralischen Rohstoffe der Schweiz*, Schweizerische Geotechnische Kommission, ETH-Zentrum, Zürich, 1997.
- [LAW 05] LAWRENCE M. « The Relationship between Relative Humidity and the Dewpoint Temperature in Moist Air : A Simple Conversion and Applications », *Bulletin of the American Meteorological Society*, vol. 86, n° 2, 2005, p. 225-233.
- [SMI 08] SMITH B.J., GOMES-HERAS M., MCCABE S. « Understanding the decay of stone-built cultural heritage », *Progress in Physical Geography*, vol. 32, n° 4, 2008, p. 439-461.
- [SNE 97] SNETHLAGE R., WENDLER E. « Moisture cycles and sandstone degradation », 1997, *Saving our cultural heritage : the conservation of historic stone structures*. Dahlem workshop reports.
- [SCH 05] SCHERER G., JIMÉNEZ-GONZÁLEZ I. « Characterization of swelling in clay-bearing stone », 2005, *Geological Society of America Special Papers*, n° 390, p. 51-61.
- [WAN 08] WANGLER T., SCHERER G. « Clay swelling mechanism in clay-bearing sandstones », 2008, *Environ Geol*, n° 56, p. 529-534.

ÉCOULEMENT DE BÉTON DANS UN V-FUNNEL COUPLÉ À UN CANAL HORIZONTAL EN PLEXIGLAS

CONCRETE FLOW IN A V-FUNNEL COUPLED TO A PLEXIGLAS HORIZONTAL CHANNEL

M. BENAICHA, O. JALBAUD, X. ROGUIEZ et Y. BURTSCHELL
Polytech'Marseille, Laboratoire IUSTI UMR 7343, Aix Marseille Université
Mail: m.benaicha@hotmail.com

1. INTRODUCTION

L'apparition des bétons autoplacants (BAP) augmente le besoin de caractériser d'une manière fiable le comportement du béton lors de l'écoulement.

Les mesures réalisées sur les BAP [FER 98, HU 95, LAR 98] montrent que ces matériaux ne sont pas des fluides newtoniens, mais qu'ils présentent un comportement viscoplastique. Les propriétés d'écoulement de BAP peuvent souvent être décrites approximativement en utilisant un modèle de Bingham, définie par deux facteurs, la viscosité plastique et le seuil d'écoulement. Les tests empiriques les plus couramment utilisés (Essai d'étalement, la boîte en L, V-Funnel...) [EFN 02, AFG 08] sont insatisfaisants car ils mesurent un seul paramètre qui n'est pas suf-

fisant pour caractériser complètement la rhéologie du béton [BAR 82]. La figure 1 montre comment deux bétons pourraient avoir un paramètre identique et un second paramètre très différent. Ces bétons peuvent être très différents dans leurs comportements d'écoulement. Par conséquent, il est important d'utiliser un test qui va décrire l'écoulement du béton, par la mesure (au moins) de deux facteurs. Les rhéomètres permettent d'obtenir des rhéogrammes qui décrivent la relation entre le couple appliqué à un échantillon représentatif et la vitesse de rotation de la pièce mobile (fig. 2). C'est la connaissance a priori du champ de vitesses théoriques ou du champ de contraintes qui permet de remonter à la loi de comportement du béton et donc au seuil et à la viscosité.

La figure 3 présente les différentes géométries de palettes utilisées dans les rhéomètres béton.

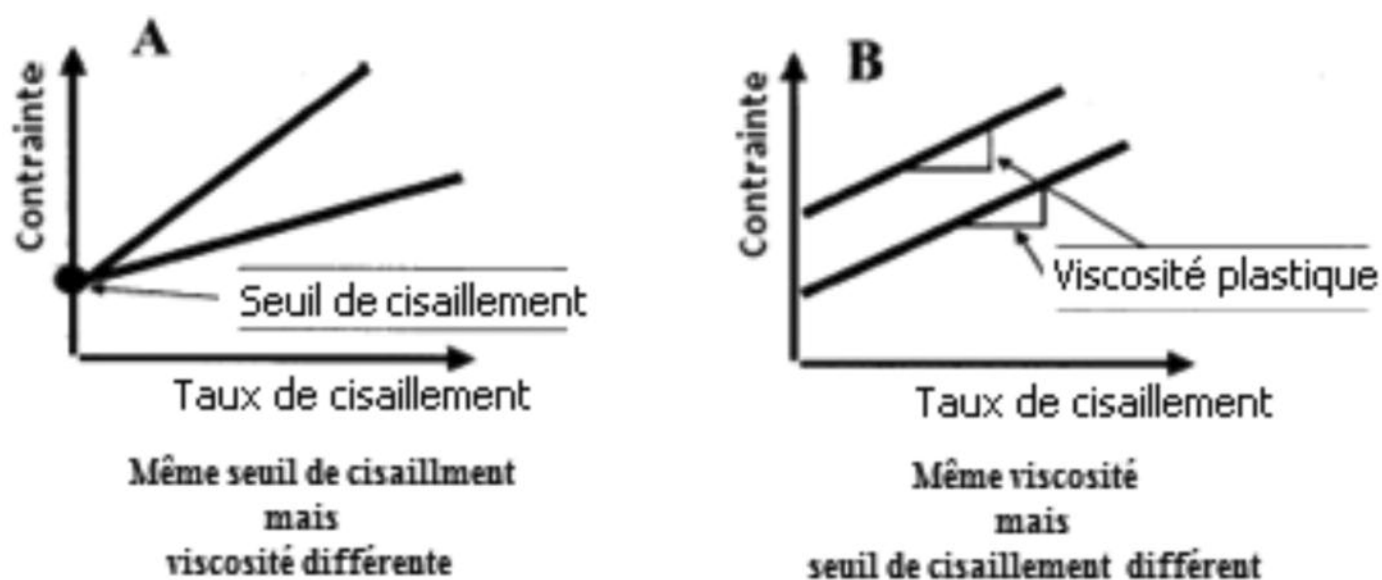


Figure 1. Comportement rhéologique de bétons.

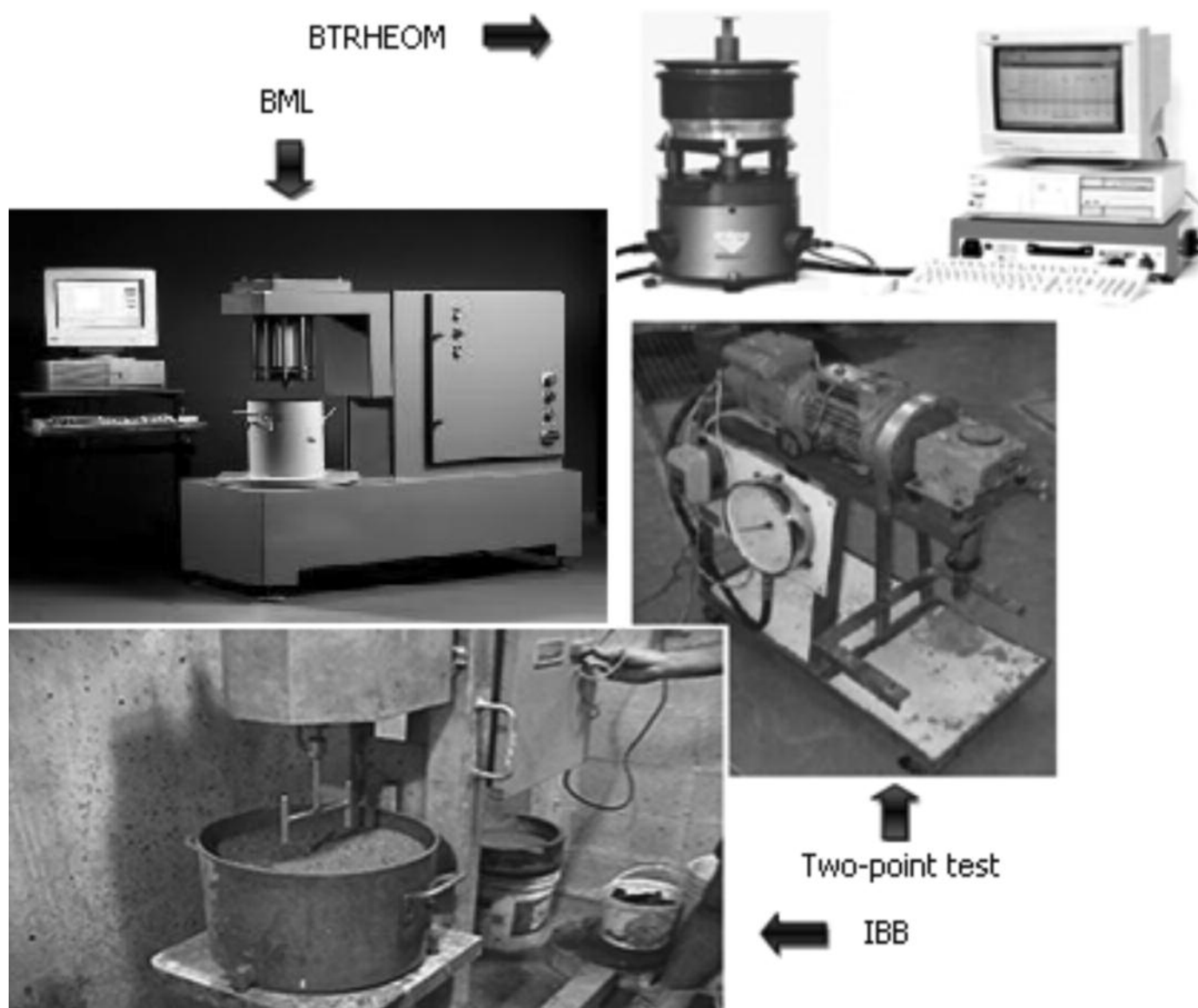


Figure 2. Rhéomètres développés pour les bétons.

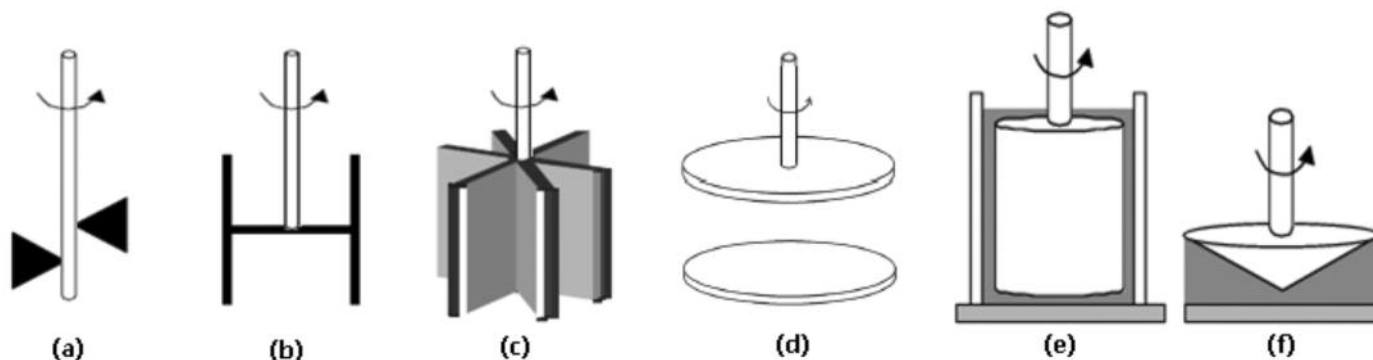


Figure 3. Différentes géométries de palettes utilisées dans les rhéomètres béton : (a) Two point test de Tattersall, (b) IBB, (c) BML, (d), (e) et (f) BTRHEOM.

Les rhéomètres à béton ont fait l'objet ces vingt dernières années de nombreux développements. À savoir :

- Two-point test (UK) [DOM 99], premier rhéomètre rotationnel disponible dans le commerce pour le béton. Il s'agit de la première tentative pour mesurer la contrainte induite à différents taux de cisaillement. Il se compose d'un cylindre creux rempli de béton et d'une ailette, illustré figure 3 (a), qui tourne à une vitesse contrôlée. Le couple généré au cours de la rotation est mesuré. Cet appareil est conçu pour les bétons de grande maniabilité (affaissements supérieurs à 75 mm au cône d'Abrams).
- IBB (Canada) [CHA 98] est un rhéomètre rotatif. Il est dérivé de Two-point test. Le principe de fonctionnement est identique. Il est constitué d'un agitateur en forme de H qui peut tourner en mouvement planétaire ou axial dans une cuve cylindrique fixe. Voir figure 3 (b). Initialement conçu pour les bétons projetés par voie humide, l'IBB a été testé avec succès dans une large gamme de béton allant des bétons d'affaissement 20 mm au cône d'Abrams aux BAP, aux bétons hautes performances (BHP), aux bétons pompés, aux bétons de fibres, etc.
- BML (Islande) est un rhéomètre rotatif [WAL 90]. Il est dérivé de l'appareil Two-point test. Le principe de fonctionnement est identique, mais la forme d'ailette a été modifiée par Wallevik et Gjorv. L'ailette est présentée figure 3 (c). C'est un rhéomètre à cylindres coaxiaux. Le cylindre intérieur est fixe tandis que le cylindre extérieur tourne autour de l'axe à une vitesse angulaire fixe. Les cylindres sont munis de redans parallèles à leur axe.
- BTRHEOM (France) est un rhéomètre à plaques parallèles [DEL 93]. Pour chaque essai, un échantillon de béton ayant la forme d'un cylindre creux est cisailé entre deux plans horizontaux. Le plan inférieur est fixe tandis que le plan supérieur est en rotation autour d'un axe vertical avec une vitesse angulaire imposée. Voir figure 3 (d). Cet appareil est destiné à la mesure des propriétés rhéologiques des bétons d'affaissements au cône d'Abrams supérieurs à 100 mm, des bétons autoplaçants avec des granulats de diamètres inférieurs à 25 mm en présence ou non de vibration [HU 95, CHA 98]. Il existe d'autres géométries de l'agitateur utilisé par le BTRHEOM, cylindre concentrique (fig. 3 (e)) et cône et plaque (fig. 3. (f)).

Des campagnes expérimentales portant sur la caractérisation des bétons frais de propriétés rhéologiques différentes ont été menées en France [FER 01] et aux États-Unis [CHI 03] avec les rhéomètres précités : BML, BTRheom, IBB, Two-point test. Leurs propriétés rhéologiques ont été mesurées de façon simultanée et ont ensuite été comparées. Dans la figure 4, on présente un examen des corrélations entre les rhéomètres pour quantifier la viscosité plastique des bétons Bi [CHI 03].

La figure 4 montre que les valeurs de la viscosité plastique dépendent fortement du type d'appareil et de la géométrie utilisée, ce qui ne permet pas d'identifier une courbe d'écoulement unique et caractéristique pour chaque béton testé.

Le développement technologique des rhéomètres vise essentiellement une caractérisation rhéologique complète permettant ensuite une caractérisation d'ouvrabilité sans avoir recours aux tests empiriques. Ces derniers sont souvent jugés dépendants de la compétence et de l'expérience de l'opérateur, alors que les valeurs du seuil et de la viscosité sont beaucoup moins dépendantes de ces facteurs. Par conséquent, une corrélation entre les grandeurs rhéologiques déterminées par rhéomètre et les propriétés d'ouvrabilité paraît appréciable.

Outre les moyens expérimentaux classiques, dans notre étude nous avons utilisé un autre moyen de caractérisation rhéologique, l'écoulement de béton dans un V-Funnel couplé à un canal horizontal en plexiglas (fig. 5) [BEN 13a]. Par rapport à l'essai Boite LCPC [ROU 07], notre dispositif montre que, quel que soit le comportement rhéologique de béton considéré, la vitesse d'écoulement présente une complète indépendance vis-à-vis de l'opérateur (utilisation d'un V-Funnel normalisé).

En outre, les essais rhéologiques les plus couramment utilisés pour caractériser le béton autoplaçant donnent une seule indication sur le comportement du béton, par exemple, l'essai d'étalement caractérise la capacité de remplissage du béton dans un milieu non ferrailé, etc... L'avantage de notre test est donc de donner plusieurs indications en même temps : le temps d'écoulement dans le V-Funnel et dans le canal horizontal ainsi que la capacité de remplissage du béton tout en visualisant le profil d'écoulement.

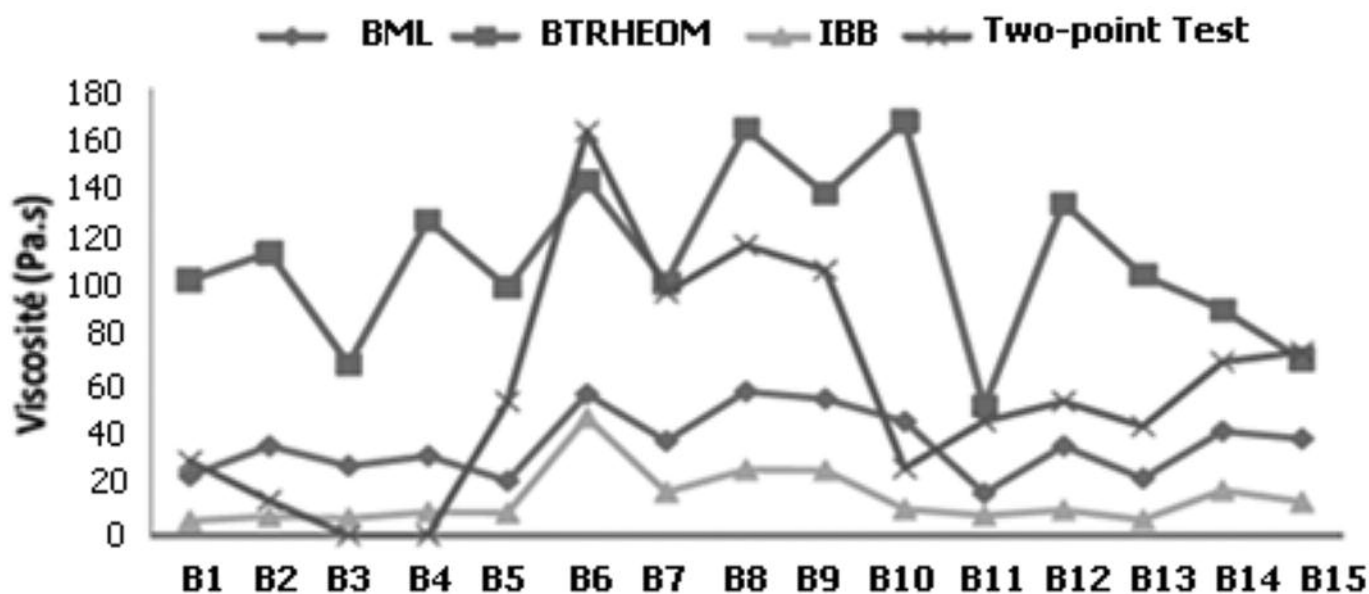


Figure 4. Comparaison des viscosités plastiques mesurées par les rhéomètres.

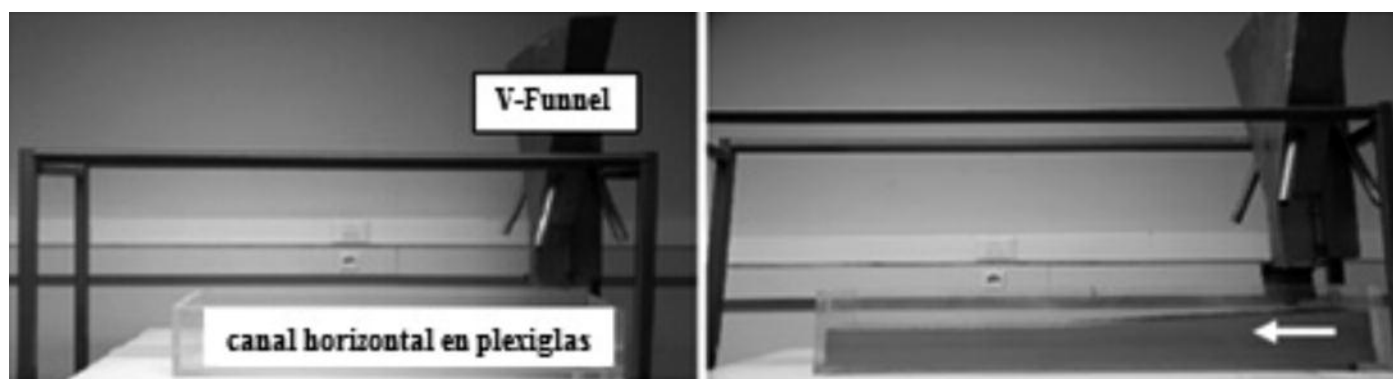


Figure 5. Écoulement des bétons dans un canal horizontal en plexiglas.

2. DESCRIPTION EXPÉRIMENTALE

Le dispositif expérimental utilisé est un canal horizontal en plexiglas de longueur $L_{\max} = 0,90$ m, de largeur 0,20 m et de hauteur 0,16 m. Un volume de 12 litres de matériau est vidé dans un V-Funnel, puis dans un canal horizontal. Une minute environ après l'arrêt de l'écoulement, des photos sont prises à travers une des parois latérales du canal (fig. 6).

Par la suite, nous proposons une corrélation théorique entre la viscosité plastique du béton frais et le temps d'écou-

lement dans le V-Funnel et les caractéristiques du profil d'écoulement dans le canal horizontal en plexiglas, puis nous comparons cette solution théorique avec des mesures expérimentales et des mesures rapportées dans la littérature.

2.1. Calcul théorique de vitesse d'écoulement dans le V-Funnel [BEN 13b]

Le dispositif expérimental du test de V-Funnel est décrit sur la figure 7.

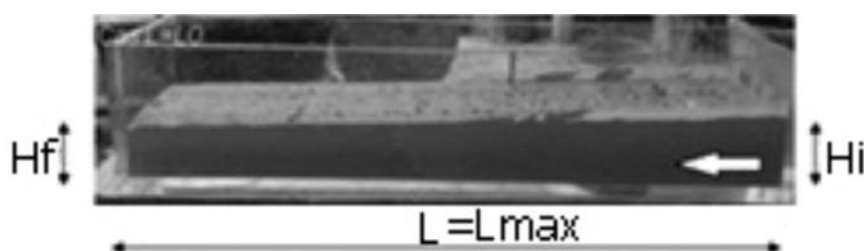


Figure 6. Écoulement des bétons dans un canal horizontal en plexiglas.

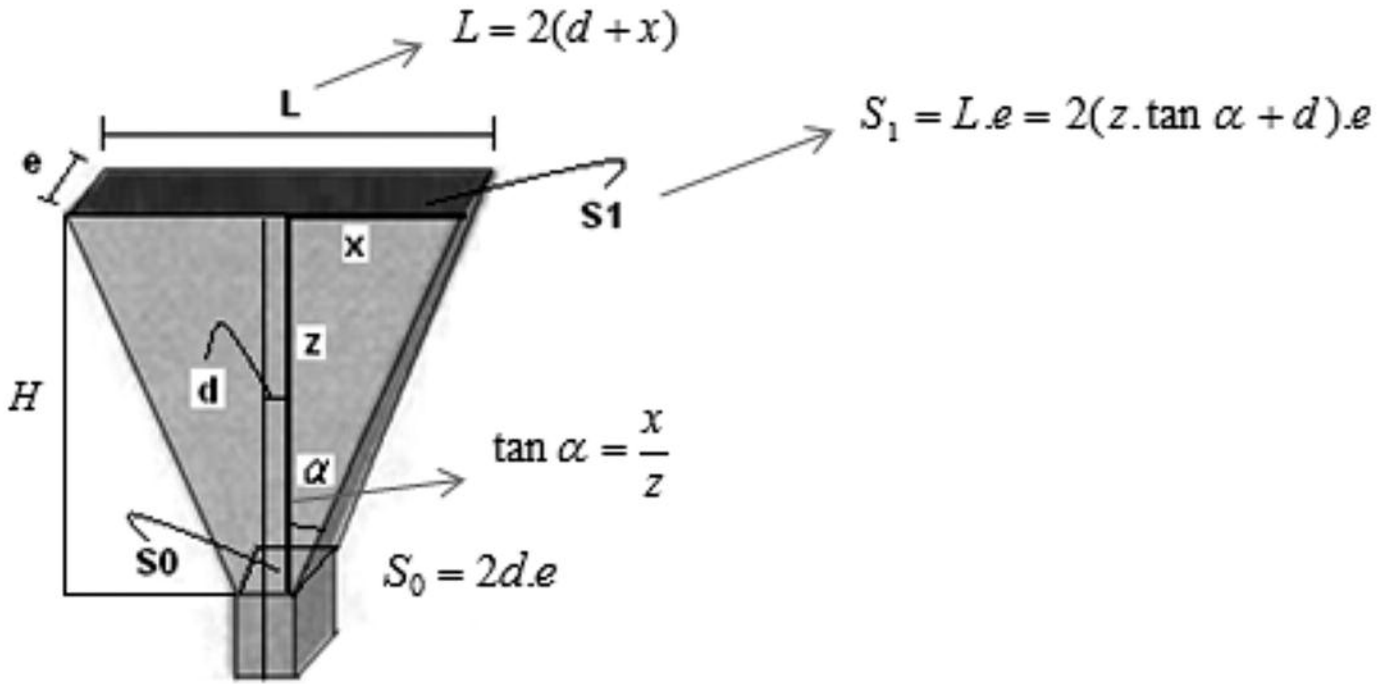


Figure 7. Dimensions de V-Funnel.

Le bilan énergétique entre la surface S0 et S1 s'écrit :

$$P_1 + \rho g z_1 + \frac{1}{2} \rho v_1^2 = P_0 + \rho g z_0 + \frac{1}{2} \rho v_0^2 + \Delta P + \Delta H$$

Pendant l'ouverture de la trappe : $P_1 = P_0$ et $z_0 = 0$

$$\text{L'équation [1] devient : } \rho g z + \frac{1}{2} \rho v_1^2 = \frac{1}{2} \rho v_0^2 + \Delta P + \Delta H \quad [2]$$

où

$\Delta H = \frac{1}{2} \xi \rho v_1^2$ sont les pertes singulières; avec ξ est le coefficient de pertes

ΔP sont les pertes régulières dues au frottement visqueux (Pa) [BEN 13b].

$$\Delta P = \frac{8H\mu_p}{\pi} \left(\frac{Q}{R^4} \right) + \frac{8H\tau_0}{3} \left(\frac{1}{R} \right)$$

$$\text{avec } R = \frac{\text{Area}}{\text{perimeter}} = \frac{(z \tan \alpha + d).e}{2(z \tan \alpha + d) + e}$$

$$\text{et } Q = S.v = S_1 v_1 = v_1 . 2(z \tan \alpha + d).e$$

En utilisant les expressions des pertes et comme la conservation de la masse pour un fluide en écoulement se traduit par la conservation du débit massique $S_1 . v_1 = S_0 . v_0$, l'équation [2] devient [3]:

$$v_1 = \frac{dz}{dt} = \frac{\frac{16H\mu_p}{\pi} \left(\frac{2(z \tan \alpha + d).e}{2(z \tan \alpha + d) + e} \right)^2 - \left[\frac{8H\tau_0}{3} \left(\frac{2(z \tan \alpha + d).e}{2(z \tan \alpha + d) + e} \right) + \rho g z \right]}{\rho \left(1 - \left(\frac{z \tan \alpha + d}{d} \right)^2 - \xi \right)}$$

avec

τ_0 : le seuil de cisaillement mesuré en utilisant l'approche de [ROU 07].

ρ : la masse volumique de mélange et g est la pesanteur.

La résolution de cette équation différentielle nécessite l'utilisation d'un logiciel de calcul : dans notre cas nous avons utilisé le programme MATLAB, méthode de Runge-Kutta d'ordre 4 appropriée.

L'objectif principal de cette méthode est de déterminer la viscosité plastique du mélange (par la résolution numérique de l'équation [3]) à partir de mesures expérimentales telles que le temps V-Funnel (t) et les paramètres géométriques du V-Funnel (d, H, α, e) et du profil d'écoulement τ_0 .

3. APPLICATION

Pour vérifier la validité de cette méthode, plusieurs mortiers ont été préparés à l'aide de : superplastifiant Tempo 16 (fabriqué par Sika France), Filler calcaire Carmeuse, sable normalisé et ciment CEM I 52,5 R CE CP2 NF (fabriqué par Ciments Calcia-usine Beaucaire). Le rapport eau efficace/ciment a été maintenu constant à 0,5. Les proportions des mélanges sont présentées dans le tableau 1 suivant.

Le rhéomètre utilisé dans nos travaux est un rhéomètre R/S (fig. 8) fabriqué par Brookfield. Il fonctionne à la fois en vitesse imposée (Rate, en tr/min) et en contrainte imposée (Stress).

La comparaison entre la viscosité trouvée par le rhéomètre R/S et la viscosité théorique calculée par notre approche est présentée figure 9.

Les premiers résultats montrent que les valeurs de la viscosité plastique calculées par notre approche (équation [3]) et celles mesurées par un rhéomètre R/S sont très proches, comme le montre la figure 9. Ces résultats montrent qu'on

Matériaux (Kg pour 1m ³)	M 1	M 2	M 3	M 4	M 5	M 6	M 7	M 8	M 9	M 10
Ciment	517	517	517	517	517	517	258,5	310,2	361,9	413,6
Filler calcaire	–	–	–	–	–	–	258,5	206,8	155,1	103,4
Eau	258	258	258	258	258	258	258	258	258	258
Sable normalisé	1522	1522	1522	1522	1522	1522	1522	1522	1522	1522
Superplastifiant	–	2,15	4,30	6,45	8,60	10,75	1,075	1,075	1,075	1,075
Mesures										
Masse volumique (Kg/m ³)	2290	2180	2145	2160	2135	2208	2199	2202	2250	2263
Temps V-Funnel (s)	12	4,7	4,0	3,4	3,2	2,0	7,0	7,3	7,6	8,0
Seuil de cisaillement (Pa)	–	77,02	22,82	20,83	13,72	0	115	117	118	132
Viscosité-rhéomètre (Pa,s)	19,39	6,20	4,34	3,66	2,58	1,43	10,39	10,60	11,26	11,97
Viscosité-théorique (Pa,s)	–	6,39	4,35	3,56	3,17	1,44	11,01	11,56	12,28	13,48

Tableau 1. Mesures et composition des mortiers étudiés.



Figure 8. Rhéomètre R/S.

peut utiliser le V-Funnel pour caractériser d'une manière claire la viscosité plastique de mortier.

En plus, au-delà des mortiers, pour vérifier la validité de cette méthode dans le cas des BAP, nous avons comparé les résultats obtenus par [CHI 03] avec la viscosité calculée par notre approche.

La comparaison entre la viscosité trouvée par [CHI 03] et la viscosité calculée par notre approche est présentée dans la figure suivante (fig. 10).

Le graphe (fig. 10) montre que :

- les valeurs de la viscosité calculées par notre approche et celles mesurées par [CHI 03] en utilisant le viscosimètre BML sont très proches.
- en utilisant le BML, la viscosité plastique ne dépasse pas 50 Pa (la même remarque en utilisant notre approche), alors que les autres viscosimètres présentent une viscosité supérieure à 100 Pa. Cette différence est due principalement à la géométrie de palettes utilisées.

En effet, dans la pratique, la configuration BML permet une meilleure adhérence du matériau aux outils et limite le glissement à la surface des cylindres (suppression de l'effet de paroi). Sa géométrie permet de développer facilement les équations et de déterminer les paramètres rhéologiques en unités fondamentales [HEL 09]. C'est le même principe qui a été adopté dans notre approche.

Ainsi, la performance de ces résultats montre qu'on pourrait utiliser notre technique à la place d'un BML, pour caractériser d'une manière satisfaisante et pratique la viscosité plastique des BAP.

Pour les bétons qui satisfont aux conditions requises pour être qualifiés de béton autoplaçant, on peut généraliser la méthode de détermination des valeurs de la viscosité plastique à l'aide de l'abaque suivant (fig. 11) :

Les abaques proposés permettent la détermination directe de la viscosité plastique des BAP en se basant sur les valeurs de temps d'écoulement en V-Funnel, la masse volumique et le rapport entre valeur finale et initiale d'écoulement dans le canal horizontal en plexiglas (Hf et Hi).

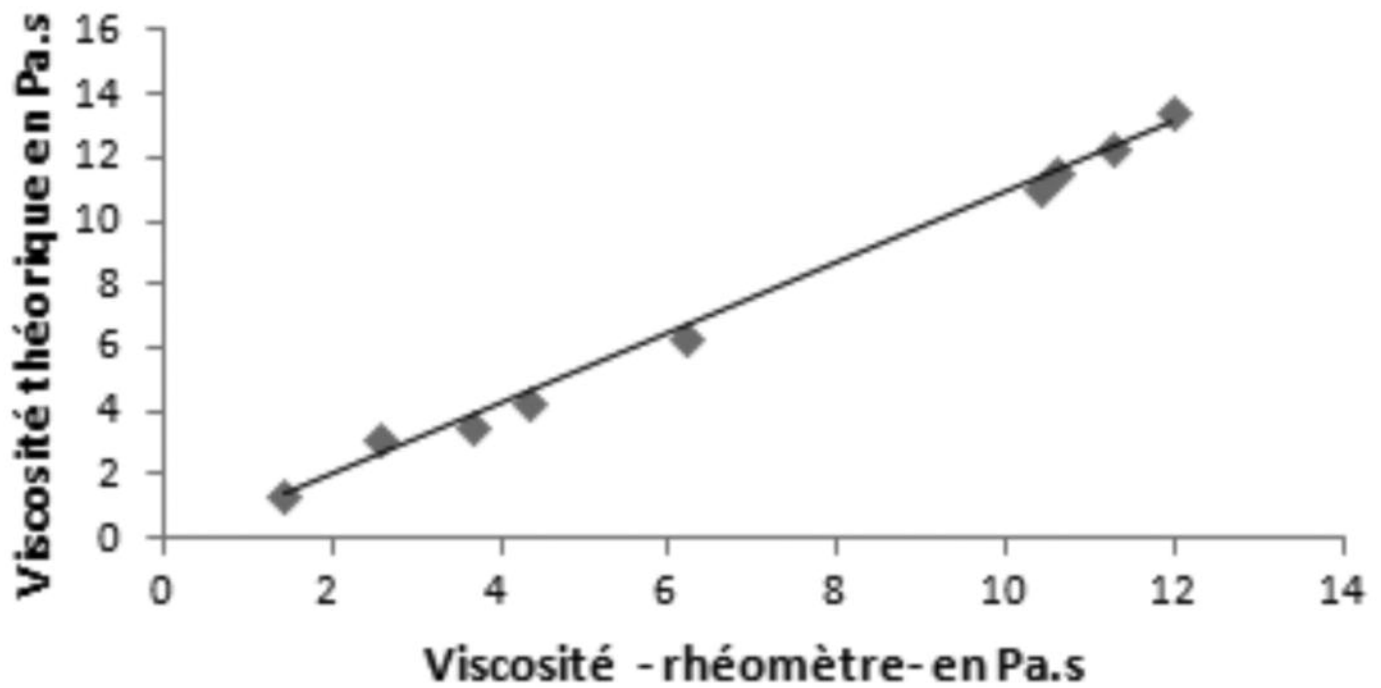


Figure 9. Relation entre la viscosité théorique et la viscosité mesurée à l'aide du rhéomètre.

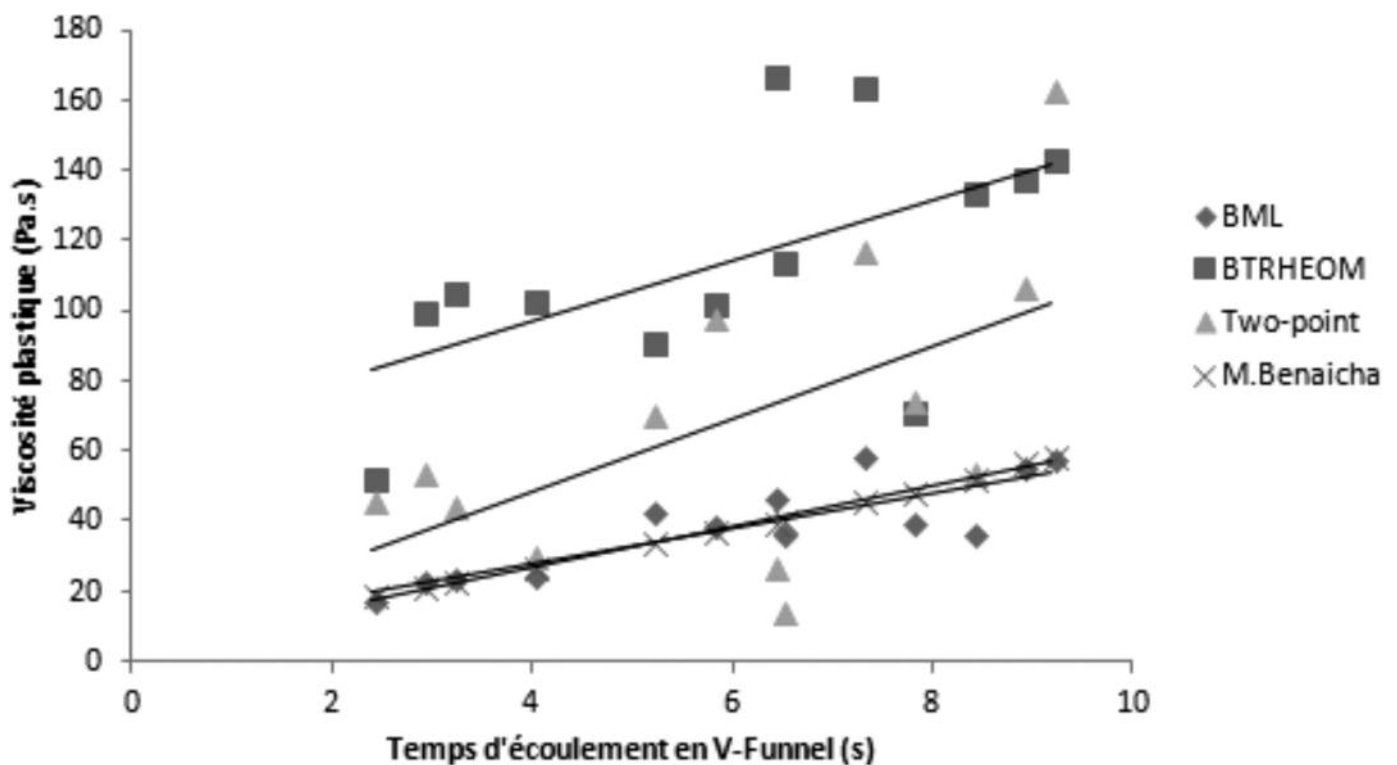


Figure 10. Évolution de la viscosité plastique en fonction de temps d'écoulement en V-Funnel.

D'une manière générale, la viscosité h s'écrit : $h = h_0 + y$. Pour déterminer le coefficient d'addition « y » on utilise le deuxième abaque (fig. 12).

4. CONCLUSION

Nous sommes arrivés à proposer une corrélation entre la viscosité plastique du béton autoplaçant, le temps et les

caractéristiques rhéologiques du profil d'écoulement dans un V-Funnel couplé à un canal horizontal. L'approche proposée a été vérifiée par des résultats expérimentaux. Nous disposons maintenant d'un outil expérimental simple, rapide, économique et utilisable sur chantier, permettant de caractériser l'écoulement du béton (sa viscosité) à partir de ses caractéristiques rhéologiques (ex. temps V-Funnel, longueur d'écoulement, etc.).

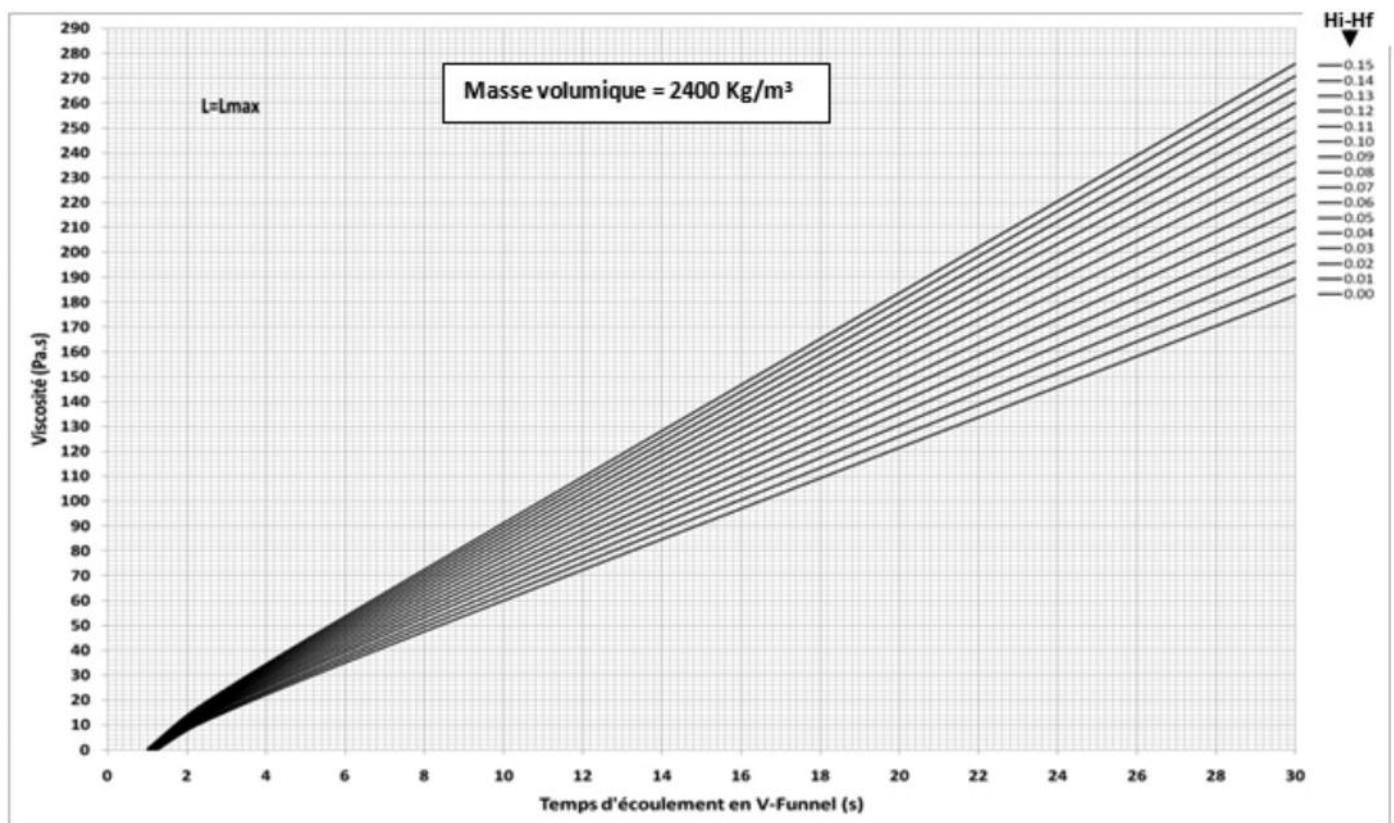


Figure 11. Abaque de viscosité (η_0) en fonction de temps d'écoulement dans le V-Funnel.

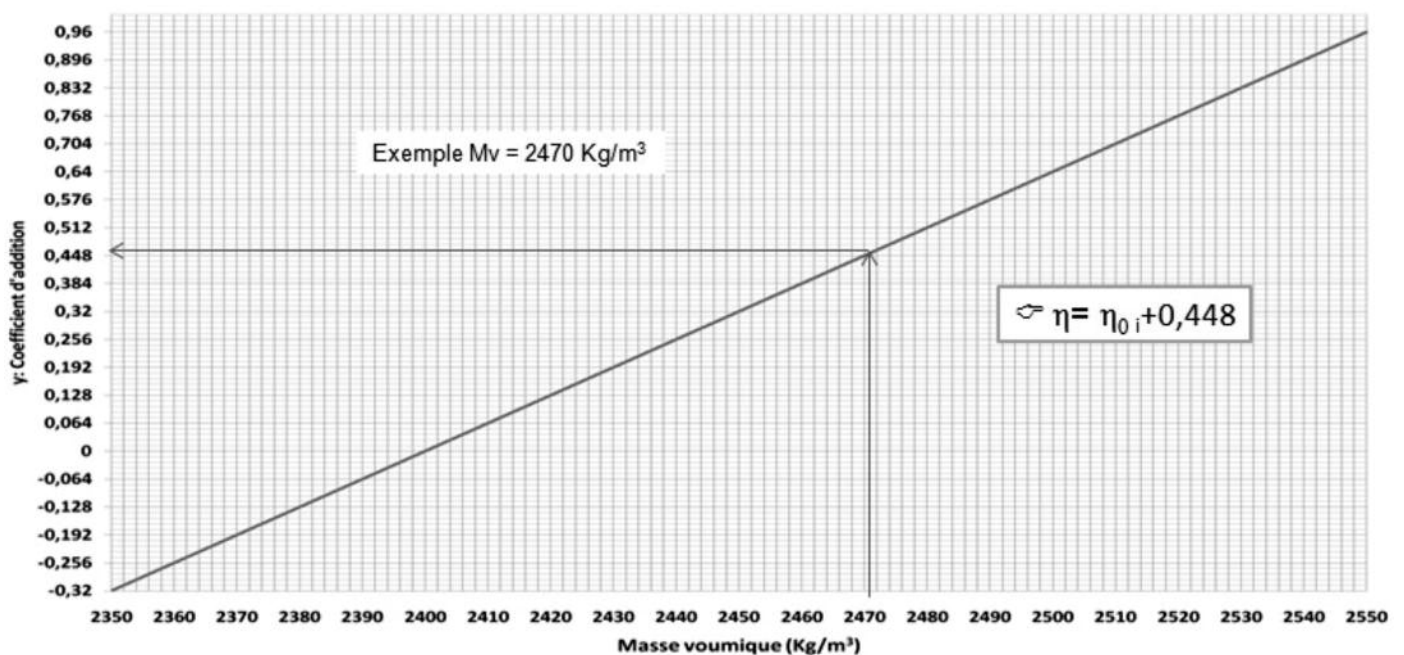


Figure 12. Valeurs de « y » en fonction de la masse volumique.

À partir des résultats des essais que nous avons réalisés sur un ensemble de plus de 100 compositions différentes, il semble qu'à partir de mesures sur chantier du temps d'écoulement d'en déduire directement, à l'aide des abaques, la viscosité plastique des BAP.

5. BIBLIOGRAPHIE

- [AFG 08] AFGC. « Recommandations pour l'emploi des bétons autoplaçants », Janvier 2008.
- [BAR 82] Baron J., 1982, « La nécessité d'une démarche pragmatique: idée de maniabilité et sa mise en pratique », (dans

- « Le béton hydraulique, connaissance et pratique »), Presse de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- [BEN 13a] Mouhcine Benaïcha "Rheological and mechanical characterization of concrete: new approach" Livre, 68 pages, 2013.
- [BEN 13b] M. Benaïcha, O. Jalbaud, A. Alaouihaïdi, Y. Burtschell "Correlation between viscosity and v-funnel flow time" IJATER, Volume 3, Issue 1, Jan. 2013 p 103-108.
- [CHA 98] Chapdelaine. F, Étude sur la mesure de la rhéologie du béton frais, Mémoire pour l'obtention du grade de maître ès Science (M.Sc), Faculté des Sciences et de Génie, Université Laval (Canada), p.32, 1998.
- [CHI 03] Chiara F. Ferraris, Lynn E. Brower. *Comparison of concrete rheometers: International tests at MB* (Cleveland OH, USA) in May 2003, (NISTIR 7154). National Institute of Standards and Technology.
- [DEL 93] de Larrard, F., Sztikar J.-C., Hu, C., Joly M., "Design of a Rheometer for Fluid Concretes," RILEM Workshop Special Concretes – Workability and Mixing, 201- 208, 1993.
- [DON 99] Domone P.L.J., Xu Yongmo, Banfill P.F.G., "Developments of the Two-Point Workability Test for High-Performance Concrete," Magazine of Concrete Research, vol. 51, pp. 181-190, 1999.
- [EFN 02] EFNARC « *Specification and Guidelines For Self-Compacting Concrete* », February 2002.
- [FER 98] Ferraris CF, deLarrard F., *Testing and modeling of fresh concrete rheology*. Maryland: Building and Fire Research Laboratory National Institute of Standards and Technology Gaithersburg; 1998.
- [FER 01] Ferraris, C.F., and Brower, L.E. (Eds.). (2001). *Comparison of concrete rheometers: International tests at LCPC* (Nantes, France) in October 2000, (NISTIR 6819). Gaithersburg, MD. National Institute of Standards and Technology.
- [HEL 09] Benjamin HELNAN-MOUSSA, Influence de la température sur la thixotropie des bétons autoplaçants, 2009, these de doctorat, Université d'Artois.
- [HU 95] Hu, C., Rhéologie des bétons fluides. 1995, thèse de doctorat, Ecole Nationale des ponts et Chaussées : Paris. p. 201.
- [LAR 98] de Larrard, F., C. Ferraris, and T. Sedran, *Fresh concrete: A Herschel-Bulkley material*, in Materials and Structures. 1998, Springer Netherlands. p. 494-498.
- [ROU 07] Roussel N. "The LCPC box: a cheap and simple technique for yield stress measurements of SCC", accepted for publication in RILEM Mater. and Struct., 2007.
- [WAL 90] Wallevik O.H., Gjorv, O.E., "Development of a Coaxial Cylinder Viscometer for Fresh Concrete," Properties of Fresh Concrete, proceedings of the Rilem Colloquium, Chapman & Hall, Hanover, October, 1990, pp. 213-224.

FLUAGE DES INTERFACES COLLÉES BÉTON/COMPOSITE COUPLÉ À UN VIEILLISSEMENT HYGROTHERMIQUE : ÉTUDES EXPÉRIMENTALES ET ANALYTIQUES

CREEP OF BONDED CONCRETE/COMPOSITE INTERFACES COUPLED WITH HYGROTHERMAL AGEING: EXPERIMENTAL AND ANALYTICAL INVESTIGATIONS

**Noureddine HOUHOU^{1*}, Karim BENZARTI¹, Marc QUIERTANT¹, Sylvain CHATAIGNER²,
Georges YOUSSEF³, Christophe AUBAGNAC³, Marjorie RABASSE³, André FLETY³**

¹ : Université Paris-EST, IFSTTAR - Cité Descartes / 14-20 Bd Newton, F- 77447 Marne la vallée Cedex 2

* nouvelle adresse e-mail : noureddine.houhou@chryso.fr

² : LUNAM Université, IFSTTAR - Route de Bouaye, F- 44341 Bougenais

³ : CEREMA - Direction Territoriale Centre Est - Département Laboratoire d'Autun
BP 141-Boulevard Bernard Giberstein, F- 71404 Autun Cedex

1. INTRODUCTION

Le renforcement des ouvrages de génie civil par collage de Polymères Renforcés de Fibres (PRF) de carbone est aujourd'hui une technique courante dont l'efficacité est

largement reconnue [1-3]. Ces assemblages collés peuvent être exposés à des sollicitations complexes résultant des conditions climatiques (cycles d'humidité et de température, gel/dégel,...) ainsi qu'aux importantes contraintes mécaniques appliquées à la structure (charge permanente

liée au poids propre de l'ouvrage, sollicitations cycliques engendrées par le trafic routier,...). Si les effets individuels des principaux facteurs climatiques et mécaniques (température, humidité, charge permanente) sur le comportement à long terme de l'interface béton/composite commencent à être appréhendés [4-15], les synergies résultant du couplage entre sollicitations environnementales et mécaniques restent encore largement inexplorées. Pourtant, l'étude de la durabilité d'un assemblage collé ne paraît pertinente que dans le cadre du couplage des contraintes mécaniques et environnementales. C'est dans ce contexte que l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (*IFSTTAR*) a développé un dispositif spécifique de fluage des interfaces collées béton/composites, destiné à être installé dans une salle climatique. Les corps d'épreuve mis en charge sont compatibles avec un dispositif déjà existant permettant d'évaluer la capacité résiduelle du joint collé après vieillissement. Cet article se propose dans un premier temps de décrire le dispositif de fluage, son fonctionnement et son instrumentation, les différentes phases de validation, ainsi que le développement et la validation d'un modèle analytique permettant d'étudier le comportement en fluage de l'interface adhésive entre un substrat en béton et un composite de renforcement.

Un banc de fluage complet comportant quatorze corps d'épreuves a ensuite été installé dans une salle de vieillissement hygrothermique à 40°C et 95% d'humidité relative (H.R.), afin d'étudier l'évolution des propriétés mécaniques des joints collés soumis à un vieillissement couplant sollicitations mécanique (fluage) et hygrothermique. Une description rapide de cette campagne expérimentale en cours de réalisation est proposée dans la seconde partie de cet article.

2. CONCEPTION DU DISPOSITIF D'ÉTUDE DU FLUAGE DES INTERFACES COLLÉES BÉTON/PRF

Avant la phase de conception du dispositif de fluage, un cahier des charges a été rédigé. Les exigences concernant le volume du dispositif, la géométrie des corps d'épreuve ainsi que le choix du mode de chargement mécanique ont été les critères prédominants guidant l'établissement de ce cahier des charges. Les principales caractéristiques identifiées pour ce dispositif étaient les suivantes :

- *Le volume du dispositif* devait être limité, afin de pouvoir installer un nombre important de corps d'épreuves (jusqu'à 14) dans une chambre climatique à ambiance contrôlée ayant une surface au sol de 10 m².
- *La géométrie des corps d'épreuves* devait être compatible avec un dispositif de cisaillement à simple recouvrement, qui permet d'évaluer la capacité en cisaillement d'un assemblage collé et dont le principe est décrit dans [3], [7] et [16].

- *Le chargement mécanique* (de même que les conditions hygrothermiques) devait être maintenu constant sur de longues périodes, avec une tolérance de +/- 1%.

2.1. Principe de fonctionnement

Le principe de l'essai à double recouvrement a été retenu lors de la conception du dispositif de fluage, du fait de sa symétrie de fonctionnement limitant la génération d'efforts non désirés (flexion et/ou torsion du composite). De plus, cette géométrie des corps d'épreuves a déjà été utilisée dans de nombreux travaux consacrés à l'étude du comportement instantané ([17], [18]) ou du comportement à long terme des joints collés béton/PRF ([8], [11], [19]).

Un dispositif innovant basé sur le principe de cisaillement à double recouvrement a donc été conçu dans le but d'étudier le comportement en fluage des joints collés béton/PRF. L'effort est appliqué à l'aide d'un vérin plat hydraulique placé entre les deux blocs de béton. Le vérin éloigne les blocs l'un de l'autre, générant ainsi une contrainte de cisaillement le long des interfaces béton/composite (Figure 1). Cette méthode de chargement inspirée de travaux antérieurs ([17], [20], [21]) utilise de manière originale, dans le cas présent, un vérin hydraulique sans piston ni joint, dit « vérin plat », permettant de réduire le poids et les dimensions des corps d'épreuve.

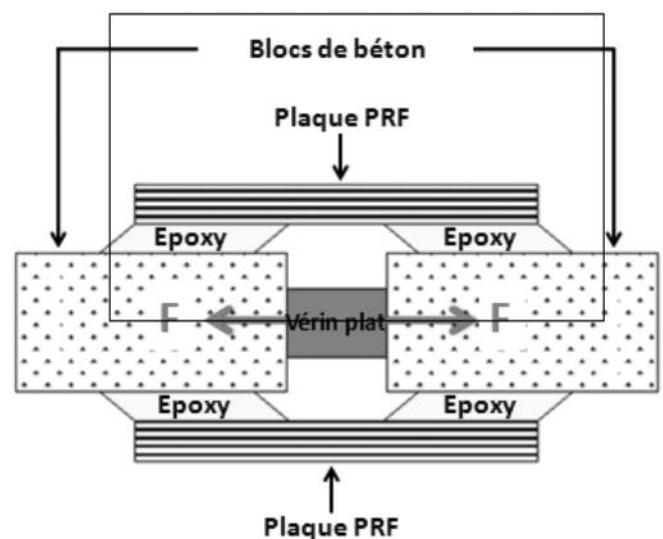


Figure 1. Principe du dispositif de cisaillement à double recouvrement utilisant un vérin plat central.

2.2. Géométrie des corps d'épreuve à double recouvrement

2.2.1. Blocs supports en béton

Comme évoqué précédemment, le principe de l'essai à double recouvrement implique la connexion de deux blocs en béton au moyen de deux plaques de PRF (Figure 1). L'ensemble constitué des blocs de béton et des composites collés est par la suite de cet article dénommé « corps d'épreuve ». Pour répondre à l'impératif de compatibilité

des corps d'épreuve avec une machine de cisaillement existante, les blocs de béton utilisés pour les corps d'épreuve à double recouvrement mesurent chacun $205 \times 210 \times 415 \text{ mm}^3$. Il est possible de construire ce type de bloc à partir de deux demi-blocs de dimensions $102,5 \times 210 \times 415 \text{ mm}^3$ liés par des boulons d'ancrage métalliques (Figure 2).

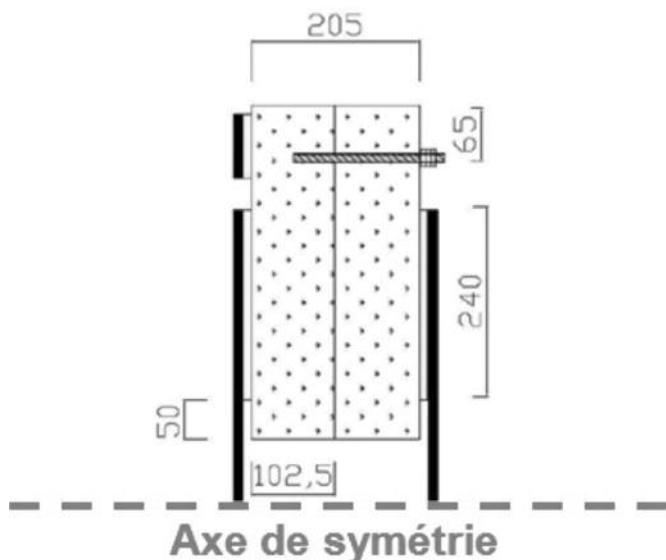


Figure 2. Principe de connexion de deux demi-blocs (dimensions en mm).

Après démontage, ces demi-blocs reprennent la géométrie préconisée pour l'essai destructif à simple recouvrement et pour la détermination de la longueur d'ancrage du composite [22]. La chronologie des essais visant à déterminer la résistance résiduelle en cisaillement des interfaces collées est résumée sur la Figure 3 :

- fabrication d'un dispositif de fluage à double recouvrement en utilisant pour chaque corps d'épreuve 4 demi-blocs de béton (Figure 3 (a)), puis mise en fluage du corps d'épreuve,
- après une durée de fluage programmée, décharge du corps d'épreuve, puis découpe des plats composites et

séparation des quatre demi-blocs de manière à obtenir 4 assemblages à simple recouvrement (Figure 3 (b)).

- réalisation de quatre essais de cisaillement à simple recouvrement sur la machine dédiée à ce type de caractérisation (Figure 3 (c)).

On notera que la géométrie des demi-blocs, et notamment leur hauteur, permet de réaliser des carottages (Figure 4) et d'extraire des éprouvettes en béton qui permettront de caractériser ce matériau aux échéances des essais de cisaillement. Cette donnée expérimentale revêt un intérêt particulier pour ce type d'essai où la rupture cohésive (dans le béton) est un mode de ruine prédominant, du moins avant vieillissement de l'interface ou de l'adhésif, mais où la rupture après vieillissement peut être affectée par les évolutions de propriétés du béton, qui poursuit sa maturité, et de l'interface (ou de l'adhésif) qui se dégrade.

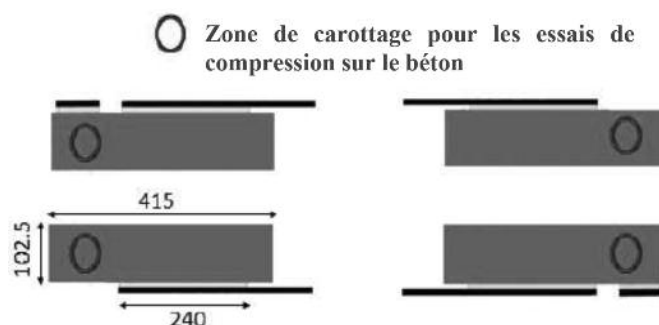


Figure 4. Localisation des zones de carottage pour la caractérisation du béton.

2.2.2. Assemblages collés

Pour la réalisation des corps d'épreuve, les blocs de béton sont reliés entre eux par des lamelles pultrudées unidirectionnelles époxy/fibres de carbone, collées au moyen d'un adhésif époxy bi-composant capable polymériser à température ambiante. La longueur collée sur chaque demi-bloc est de 240 mm (Figures 2 et 5). Celle-ci doit être supérieure à la longueur d'ancrage si l'on désire étudier la globalité du fonctionnement du joint ; cependant, différents auteurs ont

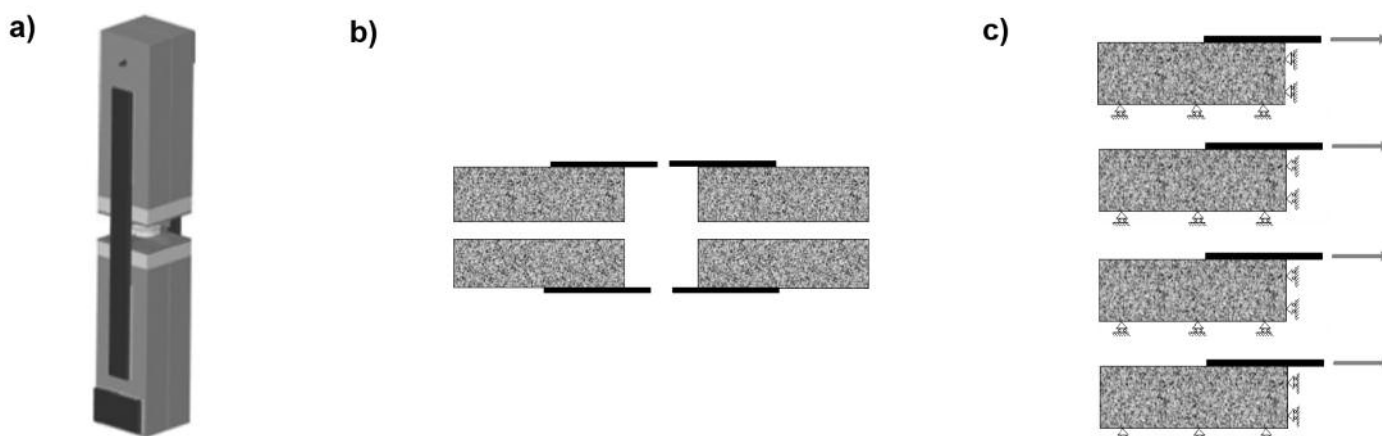


Figure 3. Chronologie des essais en vue de déterminer la résistance résiduelle en cisaillement des interfaces collées à la suite d'une période de fluage : (a) Géométrie globale des corps d'épreuve de fluage fabriqués avec quatre demi-blocs, (b) Découpe des plats composites et séparation des quatre demi-blocs et (c) Réalisation de quatre essais de cisaillement à simple recouvrement.

montré que la longueur d'ancrage augmentait du fait du vieillissement physico-chimique de la couche adhésive [7] ou du fait du fluage de l'adhésif [13]. Dans le cas du couplage de ces deux phénomènes, une augmentation importante de la longueur d'ancrage est donc prévisible. Un retrait de collage (distance entre l'extrémité du joint et le bord du bloc) de 50 mm est respecté (Figure 2). En effet, la transmission de l'effort par le joint collé entraîne une concentration de contrainte à proximité du bord chargé. Si le joint collé se termine précisément à l'angle du bloc support en béton, cette concentration de contrainte peut entraîner une rupture prématurée du corps d'épreuve. Lorsque le bloc béton se prolonge au-delà de la zone de collage, une meilleure diffusion de l'effort est assurée, renforçant ainsi la capacité et la représentativité du corps d'épreuve ([25]).

2.2.3. Dispositif de transmission de l'effort de fluage

La géométrie des corps d'épreuve fabriqués à partir de 4 demi-blocs est présentée sur la Figure 5. La transmission de l'effort du vérin vers chacun des deux blocs de béton, se fait par l'intermédiaire d'un système constitué de pièces métalliques rigides superposées, permettant une répartition quasi-uniforme de la pression sur la face du bloc en béton ainsi mise en contact. Ce système est constitué d'une galette cylindrique, d'une plaque en acier dite « de transfert d'effort » et d'une cale en aluminium. La galette et la plaque sont destinées à transmettre l'effort sur la face du bloc de béton, alors que la cale en aluminium a pour fonction de maintenir une longueur de composite non collé suffisante pour permettre la fabrication des quatre corps d'épreuve à simple recouvrement ; en effet, l'essai à simple recouvrement nécessite une longueur de PRF libre (non collée) suffisante pour pouvoir y fixer une jauge et assurer l'accroche des mors de traction.

3. RÉALISATION D'UN PROTOTYPE DE BANC DE FLUAGE

3.1. Description

Dans le but de valider la conception générale du dispositif de fluage et sa faisabilité, un prototype de banc de fluage mettant en charge trois corps d'épreuve a été construit puis testé. Une description détaillée de cette réalisation est disponible dans [26].

Les composites de renforcement utilisés pour ce prototype sont des lamelles composites pultrudées de type *Sika®Carbodur® S* [23] fournies par la société SIKAFRANCE et collées au moyen de l'adhésif époxy *Sikadur®30* [24] préconisé pour ce procédé. La mise en œuvre du collage (préparations de surface du béton, préparation de l'adhésif à partir des deux constituants, et application de l'adhésif), a été réalisée conformément aux recommandations de SIKAFRANCE.

Les éléments constituant chaque corps d'épreuve (blocs supports en béton, éléments de diffusion de l'effort, cales et vérin) ont été assemblés puis alignés avec soin en utilisant notamment des cornières métalliques serrées sur les blocs de béton par des sangles de serrage.

Une instrumentation spécifique par jauges de déformation a été installée sur l'un des trois corps d'épreuve constituant le prototype : 5 jauges ont ainsi été collées sur chacune des lamelles composites collées de part et d'autre du corps d'épreuve (Figure 6). Cette instrumentation est destinée à suivre l'évolution des profils de déformation le long du joint adhésif durant la mise en charge initiale puis pendant l'essai de fluage.

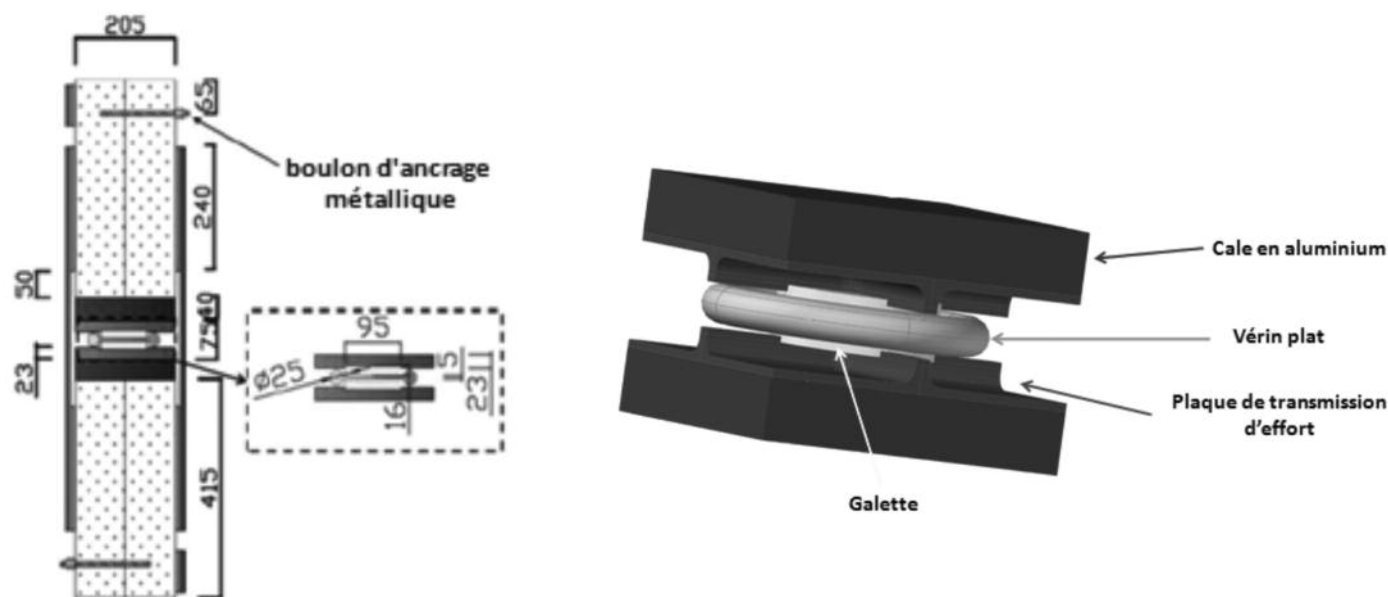


Figure 5. Dispositif de fluage des interfaces collées et détail du dispositif de transmission de l'effort (dimensions en mm).

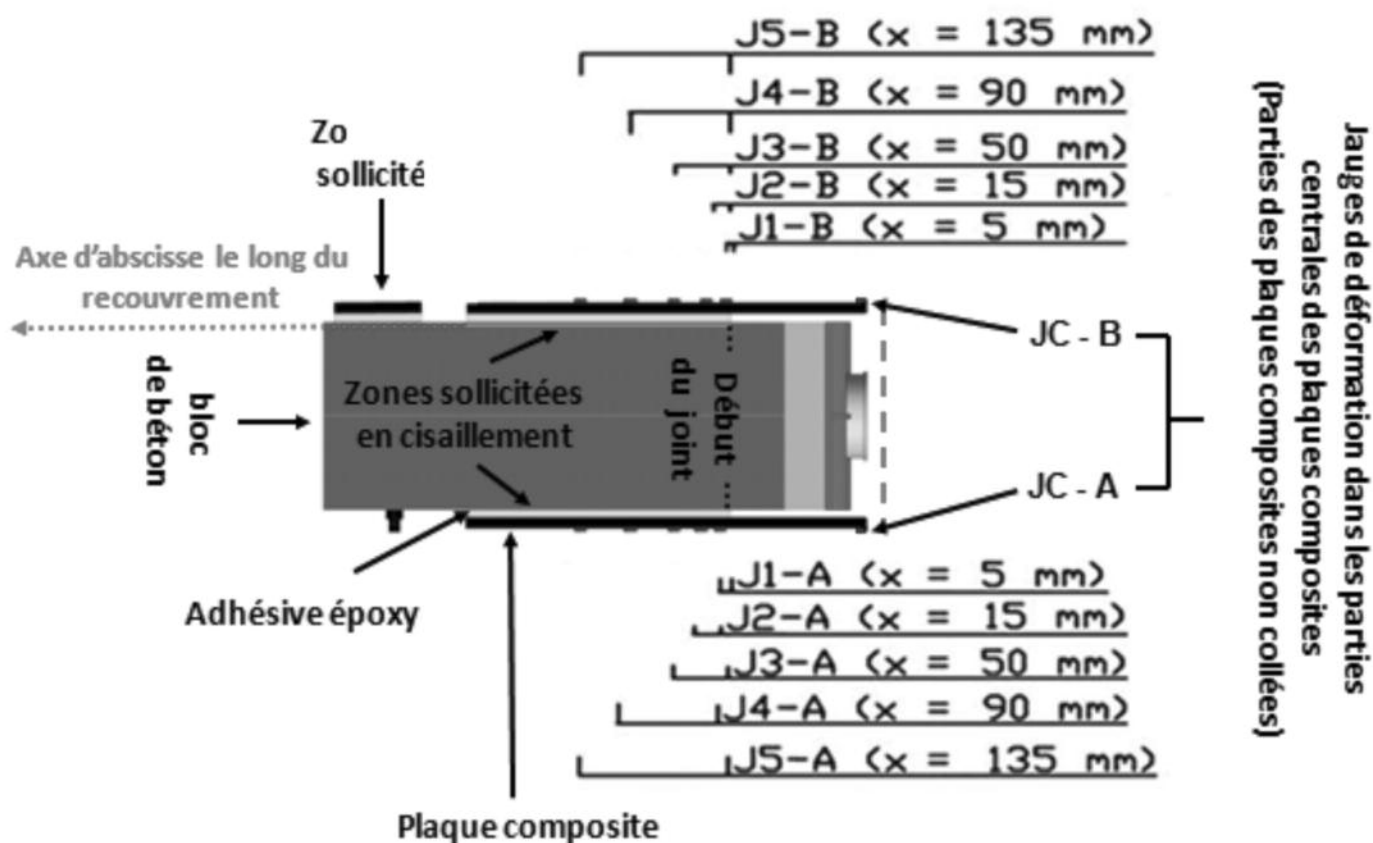


Figure 6. Instrumentation des corps d'épreuves par des jauges de déformation - position des jauges.

Les trois corps d'épreuve du prototype sont sollicités simultanément en fluage grâce à un système hydraulique centralisé constitué d'un accumulateur et d'une pompe hydraulique. Les vérins sont initialement mis en charge à l'aide d'une pompe manuelle. Lorsque la pression de service des vérins est atteinte, cette pompe est isolée du circuit hydraulique.

La pression d'huile est régulée dans le circuit hydraulique par un accumulateur hydraulique. La pression du système

hydraulique est surveillée par un mano-contacteur connecté à la centrale d'acquisition. Un schéma de principe du prototype instrumenté est présenté sur la Figure 7 (a).

L'essai de fluage, tel que défini, consiste à solliciter l'interface collée béton/composite à 30 % de sa résistance en cisaillement. Celle-ci a été préalablement mesurée lors d'un essai destructif mené sur un corps d'épreuve à simple recouvrement dans des conditions de laboratoire (à une

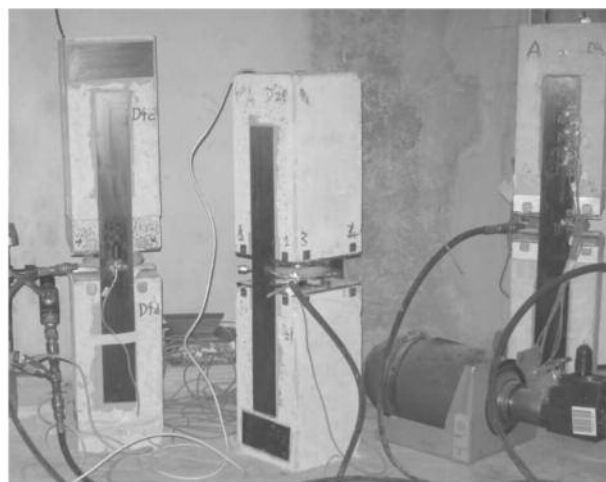
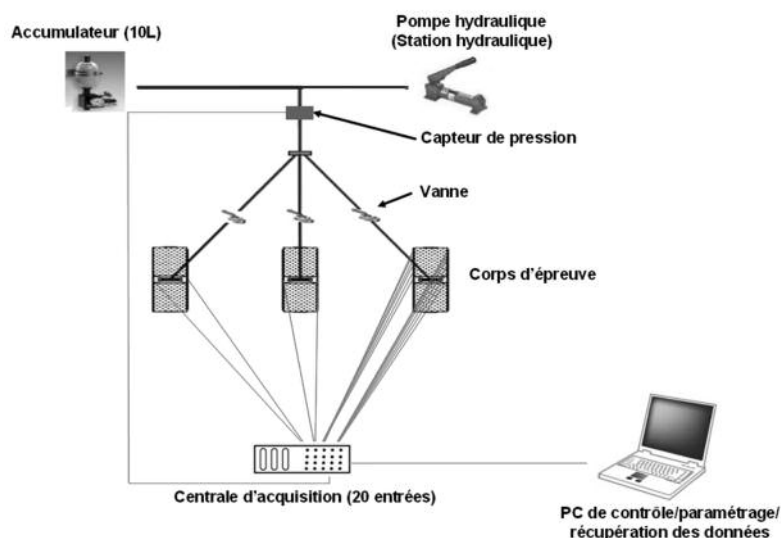


Figure 7. Prototype du banc de fluage sollicitant 3 corps d'épreuves : (a) Schéma de principe, (b) Photographie de l'ensemble du dispositif (corps d'épreuve et système hydraulique).

température de 25°C). En se référant à la géométrie du vérin et des plaques de transmission d'effort il devient alors possible de calculer la pression d'huile P_{hyd} à maintenir dans le vérin lors de l'essai de fluage. Celle-ci doit s'élever à 32,5 bars (3,25 MPa). Le prototype de banc de fluage a été installé dans la chambre climatique du Département Laboratoire d'Autun (DLA) à une température contrôlée de 25°C et à une humidité relative de 50% (Figure 7 (b)). Il a ensuite été mis en charge sur une période de fluage d'un mois. Les signaux issus des jauges de déformation, la pression hydraulique dans le circuit et la température de la salle ont été enregistrés en continu.

3.2. Validation du prototype de banc de fluage

3.2.1. Vérifications expérimentales

Maintien de l'effort et de la température

La Figure 8 présente respectivement le suivi de la pression dans le circuit hydraulique et la variation de la température dans la chambre climatique durant l'essai.

Sur cette période, on peut constater que la pression hydraulique a été quasi-constante (Figure 8 (a)), présentant une valeur moyenne (hors étape de chargement) de 32,52 bars et un écart type de 0,18 bar. Ces valeurs confirment que le système hydraulique satisfait au critère de tolérance de 1% sur le maintien de la pression.

La régulation de température est quant à elle assurée par un système réalisé à partir de composants industriels (chauffage d'appoint, contacteur, thermocouple, thermorégulateur). La Figure 8 (b) montre que ce système permet d'obtenir une température moyenne de $25,1 \pm 0,3^\circ\text{C}$, qui peut être considérée comme stable.

Vérification de la symétrie du comportement instantané des corps d'épreuve

De par sa conception, le dispositif proposé doit solliciter symétriquement quatre joints collés au niveau de chaque corps d'épreuve. Une première étape consiste donc à vérifier cette symétrie de comportement. La mesure des jauges de déformation collées le long des deux plats opposés d'un même corps d'épreuve (Cf. Figure 6) permet de tracer le

profil de déformation au droit des joints collés. Les profils enregistrés juste après la mise en charge sont présentés sur la Figure 9. Il ressort que les jauges placées symétriquement sur les faces opposées fournissent globalement des valeurs de déformation concordantes, indiquant ainsi un comportement symétrique du corps d'épreuve.

Il apparaît néanmoins que les valeurs fournies par les jauges les plus proches du bord chargé (jauge J1-A et J1-B) diffèrent nettement. Cependant, le gradient de déformation est tellement important dans cette zone que l'écart constaté peut être attribué à une faible différence de positionnement de ces jauges ou du front de colle. On estime que l'incertitude du positionnement des jauges est de $\pm 1\text{mm}$, et que celle concernant la position du bord de collage est un peu plus importante, puisque la couche adhésive est écrasée lors de la mise en place des plats composites. Les mesures des jauges permettent donc de conclure à une symétrie de comportement satisfaisante du système lors de sa mise en charge.

Par ailleurs, la Figure 9 indique des valeurs des déformations très faibles pour les jauges situées respectivement à 90 et 135 mm du bord chargé (ces valeurs sont largement inférieures à celles enregistrées par les jauges situées respectivement à 5, 15 et 50 mm). Ce résultat montre que l'effort de traction est déjà presque totalement transmis aux plaques de renfort dans les 90 mm premiers millimètres du joint adhésif. Il apparaît donc que seule une partie de la longueur du joint collé est effectivement sollicitée et participe à la transmission des efforts (i.e. la longueur d'ancrage).

Vérification de la symétrie du comportement à long terme des corps d'épreuve

La Figure 10 (a) présente les courbes d'évolution des déformations longitudinales en fonction du temps, qui ont été enregistrées par les différentes jauges situées sur les plats en PRF collés sur les deux faces opposées (A et B) du corps d'épreuve instrumenté. Ces évolutions permettent d'analyser le comportement en fluage des deux interfaces collées.

Sur cette figure, il apparaît que des mesures initialement proches après la mise en charge pour les deux faces opposées, évoluent de manière similaire au cours du temps. Le prototype continue donc de fonctionner de manière symé-

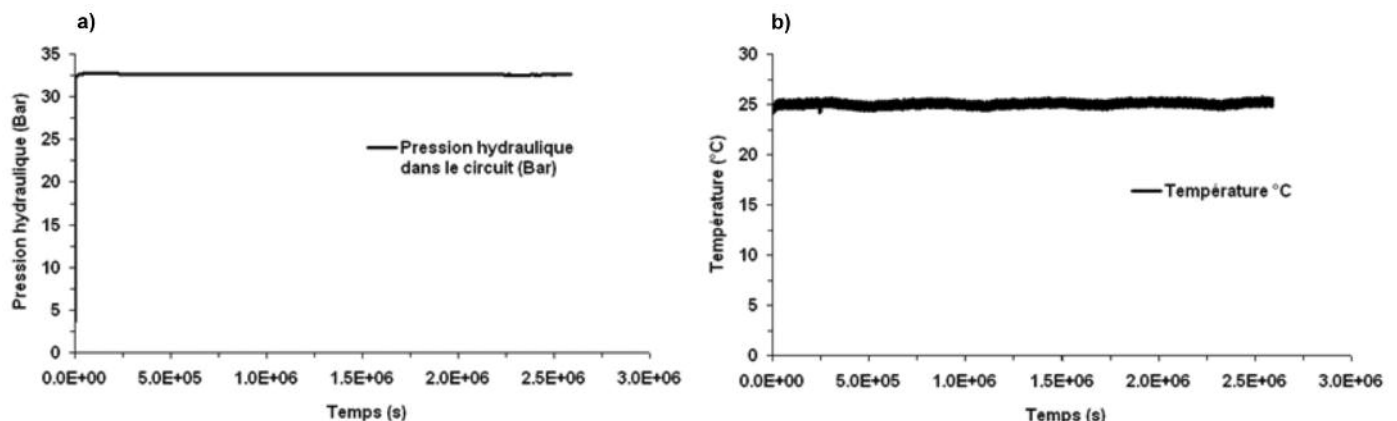


Figure 8. Suivi de la pression hydraulique (a) et de la température de la chambre climatique (b).

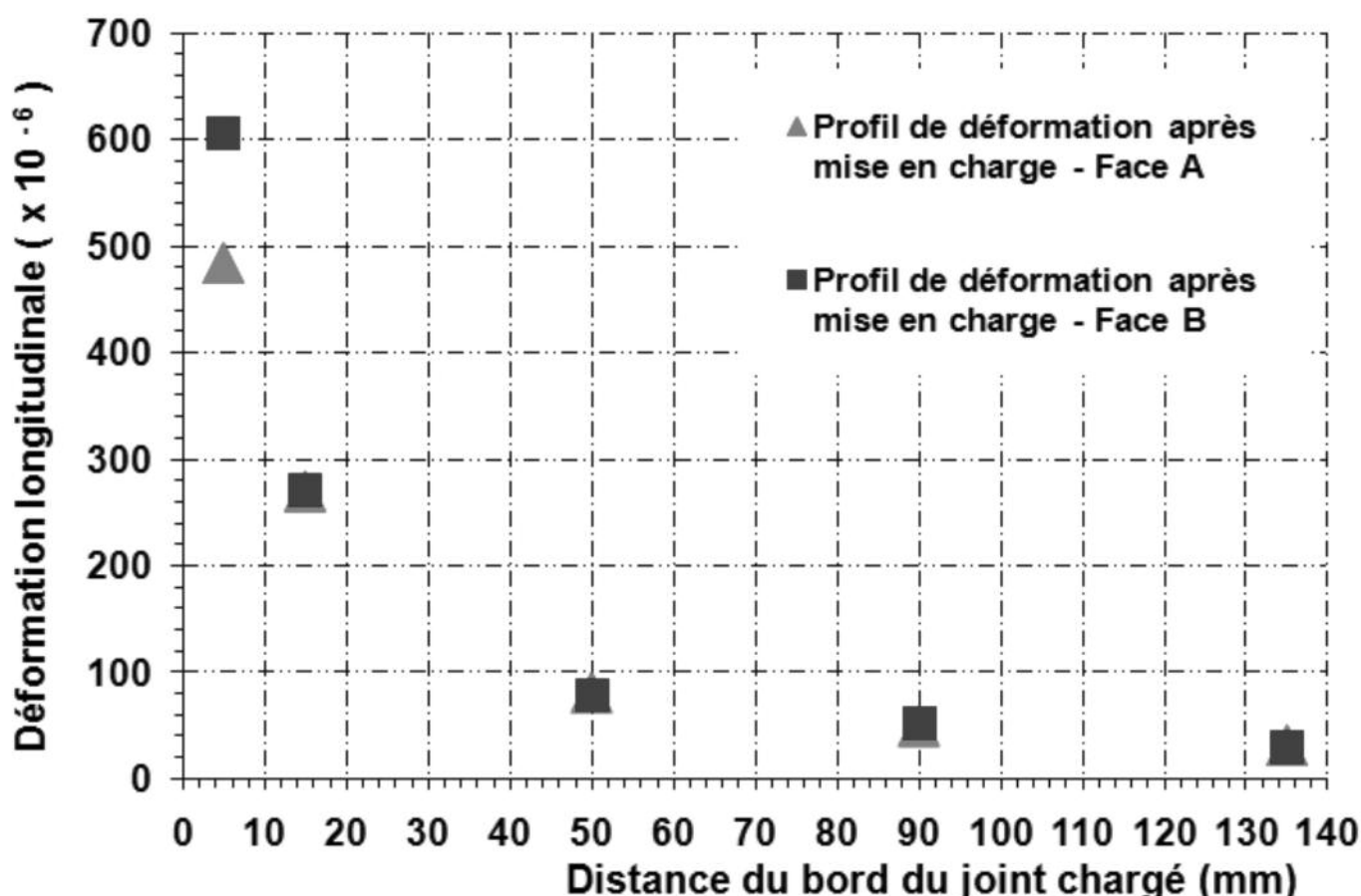


Figure 9. Profils de déformation enregistrés sur les deux facettes opposées (A et B) d'un dispositif après mise en charge.

trique sur le long terme. Cette constatation est confortée par la Figure 10 (b), où sont représentés les profils de déformation enregistrés sur les deux facettes opposées (A et B) après un mois de fluage. Il apparaît en effet que ces profils sont parfaitement concordants.

Par ailleurs, les jauges situées dans la partie centrale des plats composites (JC-A et JC-B, au droit du composite non collé) montrent des évolutions extrêmement faibles de la déformation ce qui confirme que le fluage du matériau composite reste un phénomène négligeable vis-à-vis du fluage de l'interface collée.

Compatibilité des corps d'épreuves avec l'essai de cisaillement à simple recouvrement

Comme précédemment évoqué, le programme expérimental prévoit, après vieillissement « mécano-chimique » des joints collés en chambre climatique, de réaliser des tests de cisaillement à simple recouvrement sur les corps d'épreuve extraits de la chambre. Ces tests permettront de suivre l'évolution de la résistance résiduelle des interfaces collées. Ainsi la géométrie des corps d'épreuves a été conçue pour être compatible avec le dispositif d'essai de cisaillement à simple recouvrement du Département Laboratoire d'Autun, permettant d'évaluer la capacité en cisaillement

d'un assemblage collé et dont le principe est décrit dans [3], [7], [16].

Afin de valider la possibilité d'obtenir des corps d'épreuve à simple recouvrement à partir du dispositif à double cisaillement, un des dispositifs du prototype a été démonté. Ce démontage implique notamment de découper le composite dans la zone centrale et de dévisser des boulons d'ancrage métalliques (Cf. Figures 2 et 3). Trois des corps d'épreuves à simple recouvrement ainsi obtenus ont ensuite subi des essais de cisaillement à simple recouvrement. Les charges de rupture obtenues lors des trois essais de cisaillement sur les joints à simple recouvrement sont respectivement de 44,55 kN, 43,21 kN et 43,02 kN. Les valeurs très proches obtenues ($43,6 \pm 0,9$ kN) valident la qualité de l'essai de cisaillement et démontrent l'adaptabilité du dispositif de fluage à quatre demi-blocs. La Figure 11 illustre l'un des essais réalisé sur un joint à simple recouvrement issu du corps d'épreuve à double recouvrement.

Les modes de rupture observés pour ces trois essais ont tous été cohésifs dans le béton à une profondeur de quelques millimètres. La Figure 12 présente le faciès de rupture caractéristique et montre clairement la couche de béton qui reste solidaire du renfort composite lors du délaminage.

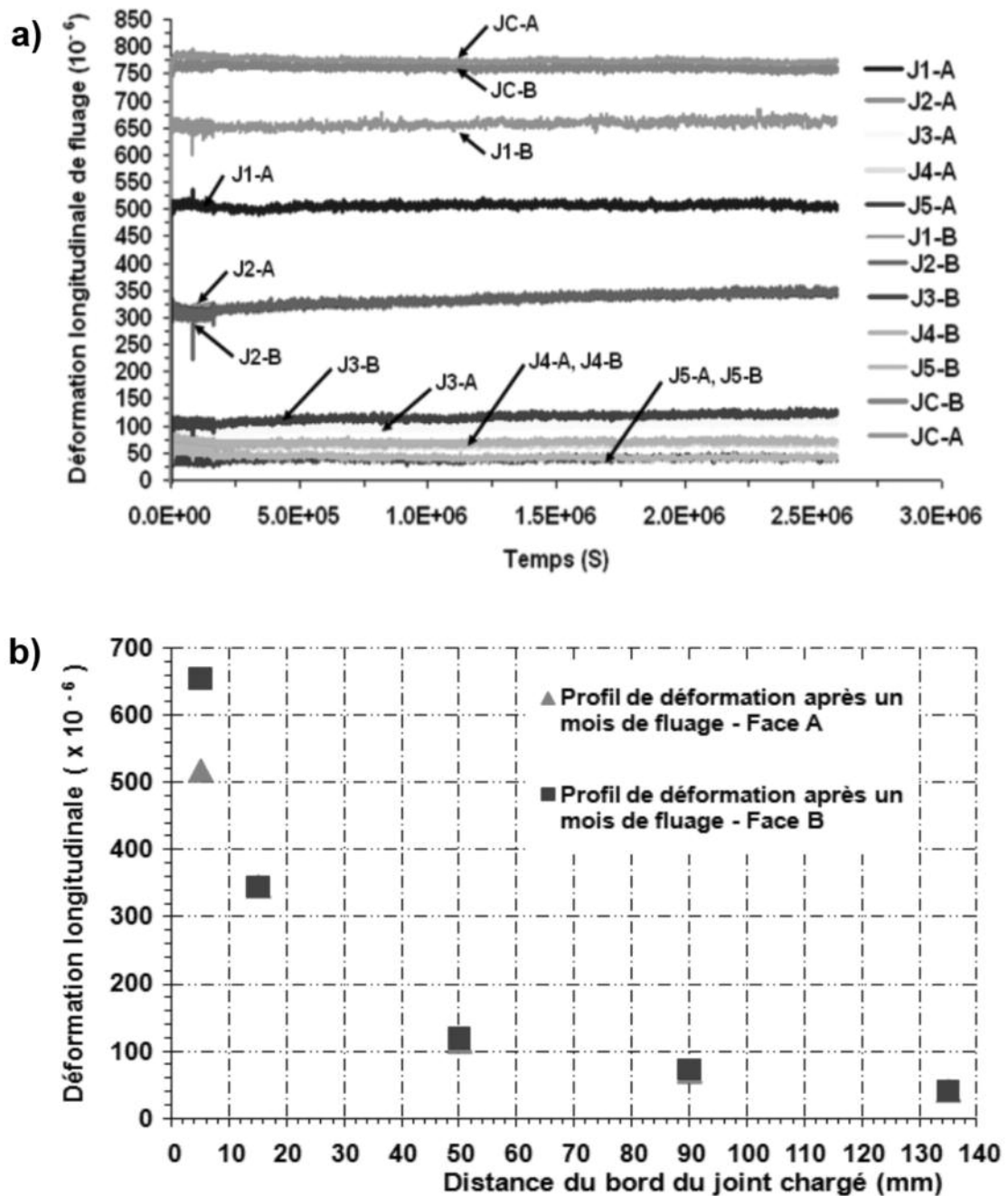


Figure 10. évolutions des déformations longitudinales enregistrées par les jauges collées sur les deux facettes opposées (A et B) durant un mois de fluage (a), et comparaison entre les deux profils enregistrés après un mois de fluage (b).

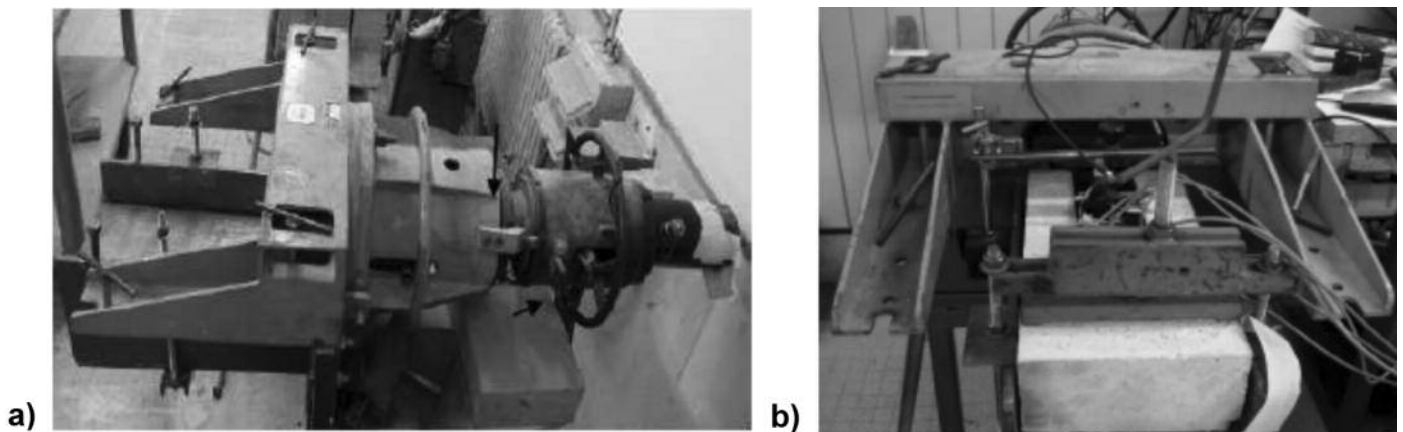


Figure 11. Photographie du dispositif d'essai à simple recouvrement (a) et illustration d'un essai de cisaillement réalisé sur un des joints collés à simple recouvrement (b).



Figure 12. Photo d'un échantillon après rupture.

3.2.2. Vérifications analytiques

Modélisation analytique du comportement élastique linéaire des essais à double recouvrement

Dans ce paragraphe, nous vérifions que le comportement instantané mesuré du joint est conforme aux prédictions fournies par les calculs. L'approche analytique utilisée pour prédire et modéliser la répartition des contraintes de cisaillement le long de l'interface collée béton/composite est basée sur le modèle de Völkersen [27]. Cette théorie s'intéresse à la distribution des contraintes de cisaillement dans la couche de colle et permet d'évaluer la réponse élastique instantanée d'un joint adhésif et l'état de contraintes dans les joints à recouvrement. Dans cette approche, l'adhésif et les substrats sont considérés comme parfaitement élastiques et isotropes. Les contraintes de cisaillement dues à la flexion des substrats sont négligées et le joint est supposé travailler en contraintes planes. Dans le cas des joints collés béton/composite et en respectant les conditions aux limites des essais de cet article (Figure 13), cette théorie permet d'exprimer la répartition de la contrainte de cisaillement le long du joint collé [26] par la relation suivante :

$$\tau_a(x) = \frac{G_a \sigma_{10}}{\lambda e_a E_c} \left(\frac{E_c e_c}{E_b e_b} - 1 \right) \left(\sinh(\lambda x) - \frac{\cosh(\lambda x)}{\tanh(\lambda L)} \right) \quad (1)$$

Avec :

$$\lambda^2 = \frac{G_a}{e_a} \left(\frac{1}{E_c e_c} + \frac{1}{E_b e_b} \right)$$

Où :

– $E_c = 165 \text{ GPa}$, $E_b = 35 \text{ GPa}$ et $G_a = 4,88 \text{ GPa}$ sont respectivement les modules d'Young des adhérents (c : composite et b : béton) et le module de cisaillement de la couche d'adhésif.

– $e_c = 1,2 \text{ mm}$, $e_b = 102,5 \text{ mm}$ et $e_a = 1 \text{ mm}$ étant respectivement les épaisseurs des adhérents (c : composite et b : béton) et de la couche colle.

– $L = 240 \text{ mm}$ étant la longueur de l'interface collée.

Dans le calcul, nous avons considéré qu'une contrainte de traction (σ_{10}) uniforme de 120 MPa est appliquée à la section d'extrémité (non collée) de la lamelle composite.

Les déformations longitudinales ont été enregistrées par les jauges collées à la surface des plats en PRF, au droit du plan de collage, pendant toute la durée de l'essai de fluage. A partir de ces mesures, il est possible de déduire les profils de répartition des contraintes de cisaillement le long de l'interface collée à chaque pas de temps de fluage (t). En effet pour un pas de temps (t) donné, la contrainte de cisaillement moyenne dans la couche de colle située entre deux jauges adjacentes (J_i et J_{i+1}) peut être calculée en introduisant les déformations mesurées ($\varepsilon_i(t)$ et $\varepsilon_{i+1}(t)$) dans l'équation suivante (pour plus de détails voir la référence [28]) :

$$\tau_{a(i,i+1)}(t) = E_{PRF} \cdot e_{PRF} \cdot \frac{\varepsilon_i - \varepsilon_{i+1}}{x_{i+1} - x_i} \quad (i=0 - 4 ; i=0 \text{ représente}$$

la jauge centrale J_c avec $x_0=0$)

(2)

En appliquant cette méthode aux profils des déformations longitudinales enregistrés après la mise en charge (t=0), il est possible de calculer le profil de contrainte de cisaillement instantané.

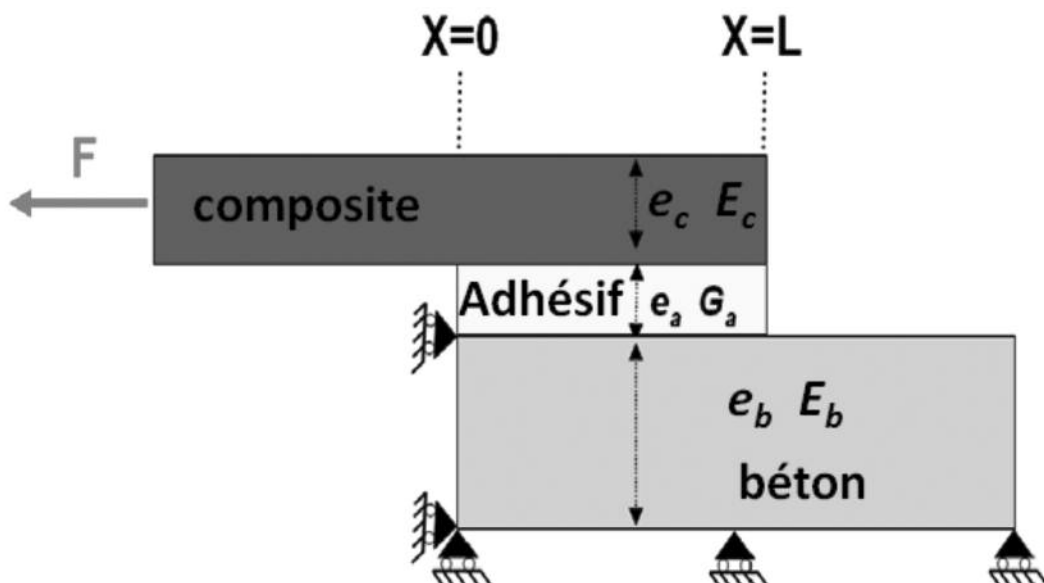


Figure 13. Conditions aux limites du modèle analytique basé sur la théorie de Völkersen.

Les profils de cisaillement instantanés calculés et déterminés expérimentalement sont présentés sur la Figure 14. Il apparaît que le comportement instantané du joint est conforme à la prédiction du calcul, validant ainsi le système expérimental, au moins pour cette étape de chargement. On en conclut de même que le modèle analytique utilisé est apte à rendre compte du profil des contraintes de cisaillement dans le joint collé, confirmant ainsi la pertinence de ce modèle qui peut donc être exploité en envisageant des lois de comportement plus complexes du joint collé.

Développement d'un modèle analytique décrivant le comportement en fluage des interfaces collées béton/composites

Dans cette partie, un modèle analytique visant à décrire le comportement en fluage de l'interface adhésive entre un substrat en béton et un composite de renforcement, a été développé et validé. Les mesures réalisées sur les corps d'épreuve instrumentés pendant une période de un mois ont permis de calculer les profils de répartition des contraintes de cisaillement le long de l'interface collée à l'issue de cette période de fluage. Par ailleurs, le comportement en fluage de l'adhésif utilisé dans la fabrication des

dispositifs à double recouvrement a pu être identifié à partir d'une approche prédictive basée sur le Principe de Superposition Temps-Température et sur l'utilisation du modèle rhéologique de Burgers, ce qui a permis de proposer un modèle de fluage linéaire pour l'adhésif étudié. Ce modèle rhéologique a ensuite été introduit dans l'équation du modèle de Völkersen. Cette approche permet de calculer, à chaque pas de temps, la répartition des contraintes de cisaillement le long du recouvrement et de décrire le comportement en fluage de l'interface collée béton/composite sur la durée considérée.

a) Étude du comportement en fluage à long terme de l'adhésif

En vue de réaliser des essais de fluage sur l'adhésif Sikadur® 30 utilisé dans la fabrication des corps d'épreuves à double recouvrement, des éprouvettes spécifiques de dimensions 30 x 4 x 1 mm³ ont été fabriquées. Ces échantillons ont été soumis à des cycles de fluage/recouvrement (30 minutes de fluage en traction puis 30 minutes de recouvrement) au moyen du viscoanalyseur VA2000 (Acoem, France), en conditions isothermes à différents paliers de températures entre 25°C et 57°C (avec un écart de 2°C entre deux paliers successifs). Ces essais

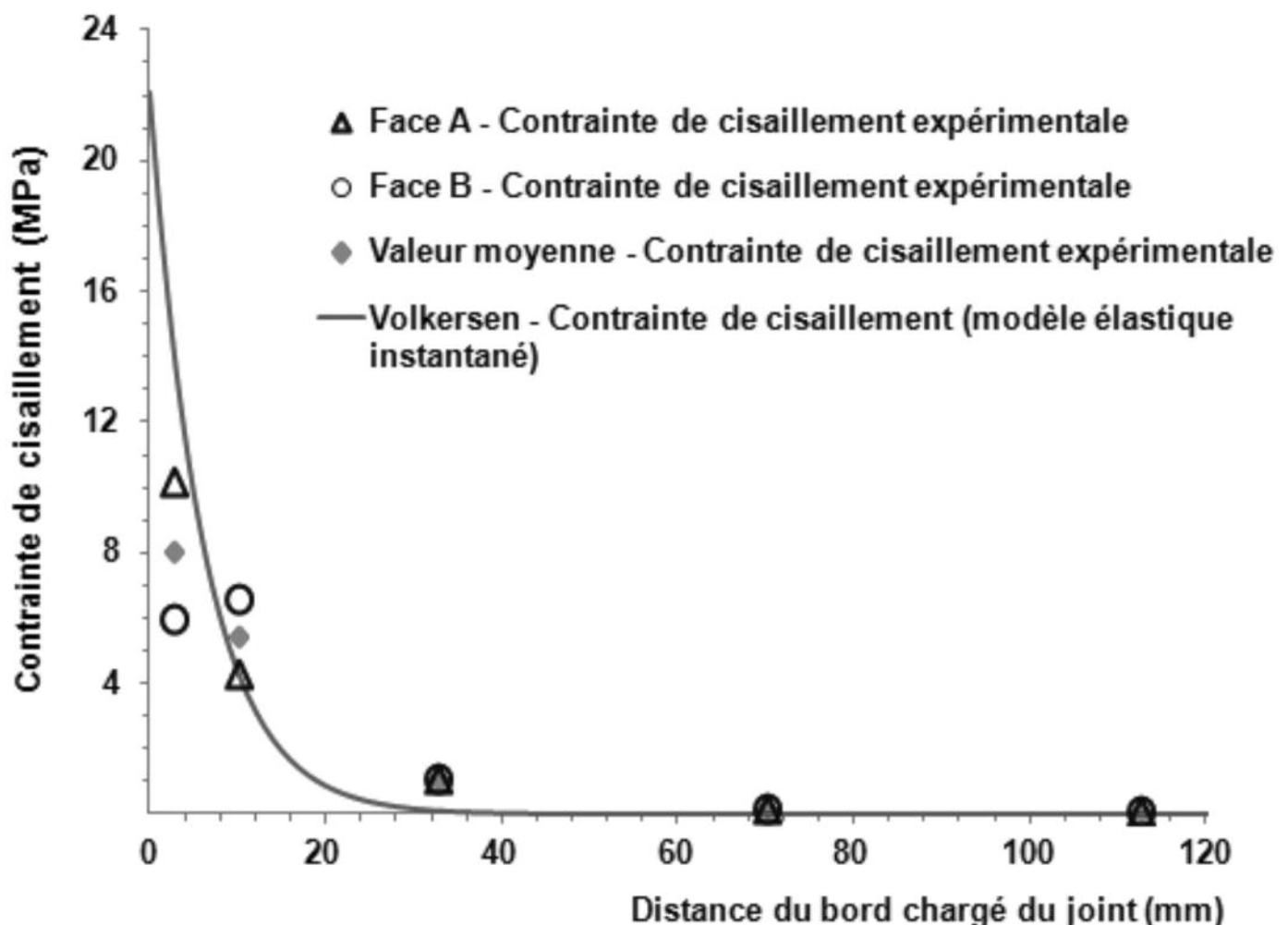


Figure 14. Comparaison des profils de cisaillement instantanés issus des résultats expérimentaux, du modèle numérique (Eq. 2), et du modèle analytique de Völkersen (Eq. 1).

thermo-stimulés ont été réalisés pour un niveau de contrainte de fluage σ_0 de 5 MPa. Les courbes isothermes ainsi obtenues permettent dans une seconde étape de construire la courbe maîtresse de fluage à 25°C pour un niveau de contrainte de 5 MPa selon le Principe de Superposition Temps-Température (PSTT). Cette méthode est utilisée depuis des décennies pour prédire le comportement de fluage à long terme des matériaux à une température de référence, à partir d'essais court terme réalisés à des températures plus élevées. Plusieurs auteurs ([29-31]) proposent ainsi de construire la courbe maîtresse à la température de référence T_0 , en translatant les courbes de complaisance en fluage obtenues aux autres températures ($J(t, T)$) le long de l'axe des temps ($\log t$), suivant un facteur de glissement a_T , de manière à les faire coïncider sur une courbe unique qui correspond à la courbe de complaisance en fluage à la température de référence T_0 . Le principe de cette technique est représenté sur la Figure 15.

La Figure 16 (a) présente les courbes de fluage thermo-stimulé obtenues pour l'adhésif Sikadur®30. Chaque courbe décrit les évolutions de la complaisance de fluage ($J(t, T) = \varepsilon(t, T) / \sigma_0$) en fonction du logarithme du temps pour les différents paliers de température, et pour le niveau de contrainte appliqué (5 MPa). La Figure 16 (b) illustre quant à elle, la construction de la courbe maîtresse de la complaisance de fluage de l'adhésif à la température de référence de 25°C. Cette courbe fournit une évolution de la

complaisance sur des temps très longs (de l'ordre de 10^{13} s) ce qui n'est probablement pas réaliste. Dans la suite de l'étude, nous nous intéresserons essentiellement à la prédiction du fluage durant le premier mois de chargement.

Ensuite, à partir de cette courbe maîtresse en complaisance et de la définition de la complaisance de fluage, il est possible de déterminer l'évolution de la déformation de fluage sur une durée de 30 jours, pour un niveau de contrainte de 5 MPa (Figure 17). Le modèle rhéologique de Burgers peut alors être utilisé pour modéliser le fluage de la couche adhésif.

En effet, les comportements rhéologiques dépendants du temps peuvent généralement être décrits par des modèles simples comportant des ressorts élastiques et des amortisseurs (éléments visqueux linéaires) associés en série. Tant que le fluage tertiaire n'est pas atteint, le modèle rhéologique de Burgers permet de simuler de façon satisfaisante le fluage des polymères qui présentent un comportement viscoélastique linéaire [32]. Ce modèle est obtenu en connectant deux ressorts et deux amortisseurs conformément au schéma de la Figure 18. Il s'agit donc d'un modèle de Maxwell associé en série avec un modèle de Kelvin.

L'équation du modèle de Burgers est obtenue à partir de la réponse en termes de déformation des différents éléments du modèle, consécutive à l'application d'une contrainte constante. La déformation totale peut alors être exprimée de la manière suivante :

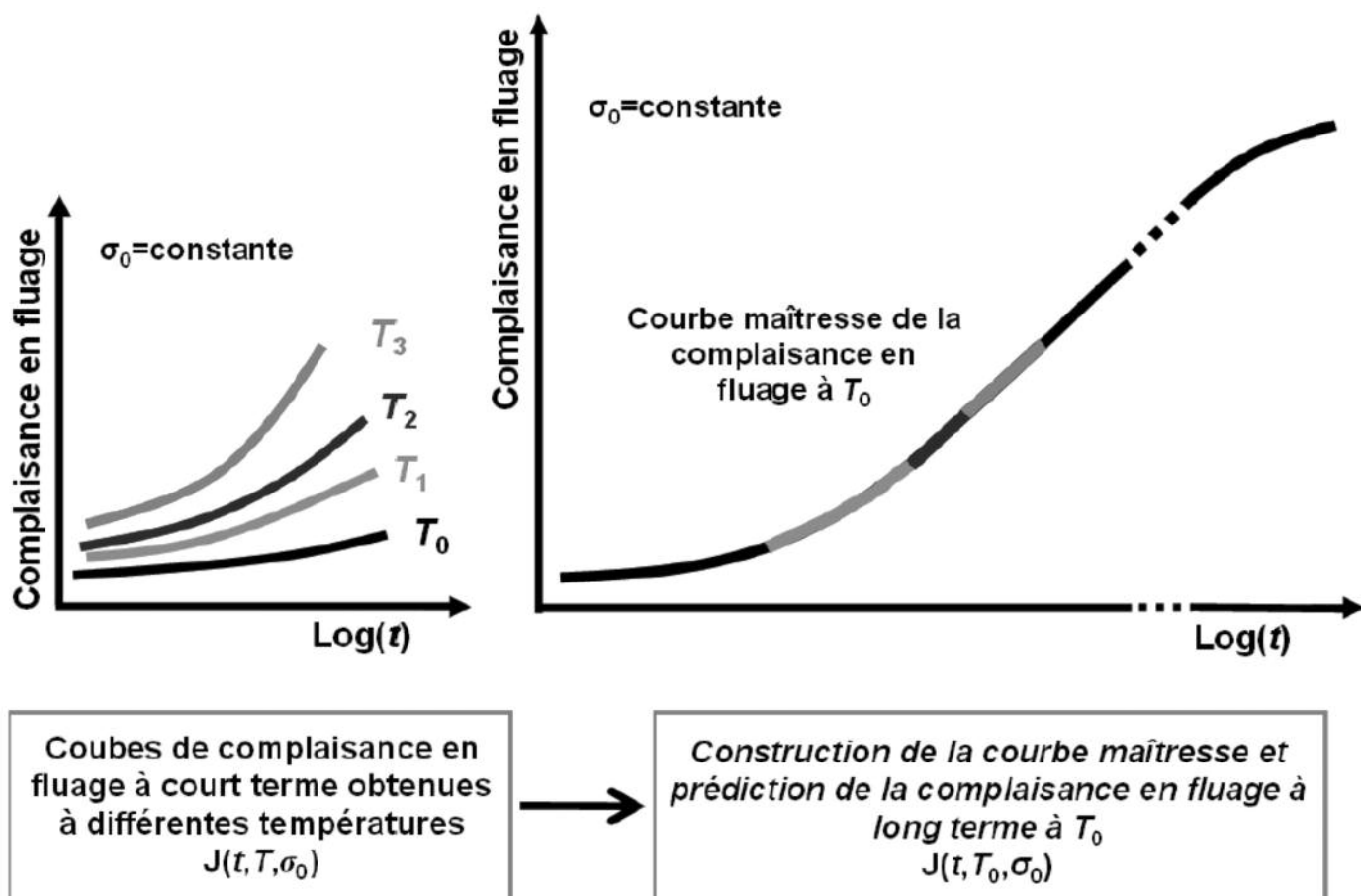


Figure 15. Méthode de construction de la courbe maîtresse de fluage basée sur le Principe de Superposition Temps-Température.

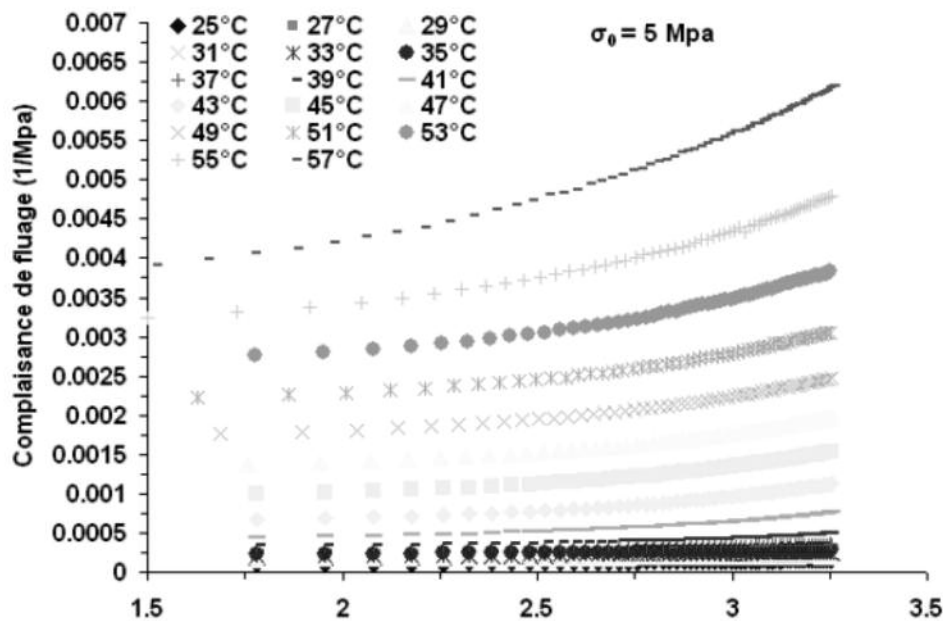


Figure 16. Prédiction du comportement en fluage à long terme de l'adhésif Sikadur@30 : a) Résultats des essais de fluage thermo-stimulé ; b) Construction de la courbe maîtresse de la complaisance de fluage à la température de référence de 25°C et à un niveau de contrainte appliquée de 5 MPa.

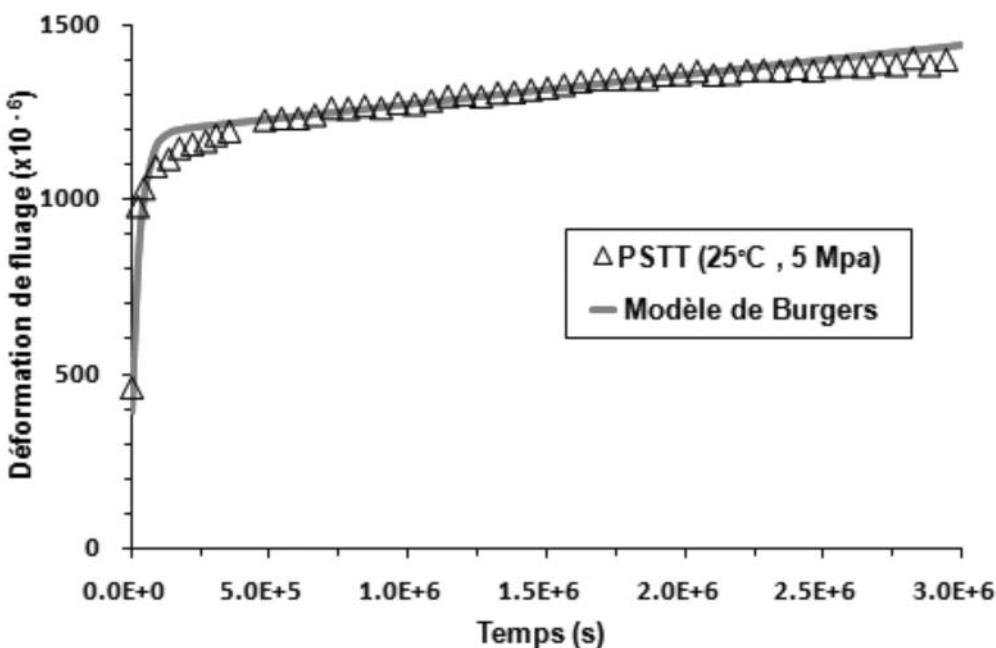
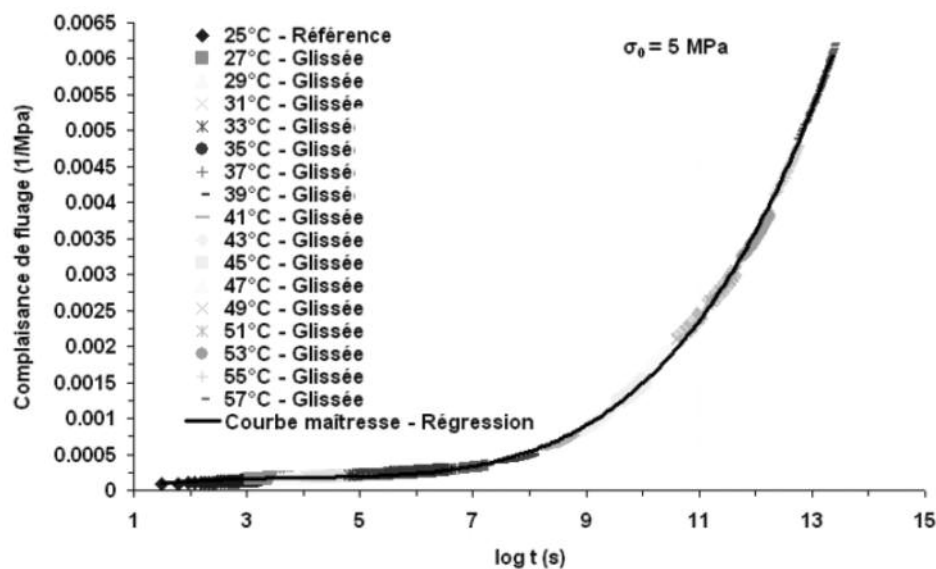


Figure 17. Évolution de la déformation de fluage sur une durée de 1 mois pour le système Sikadur@30 à la température de référence de 25°C et à un niveau de contrainte appliquée de 5 MPa : Comparaison entre les données issues de l'approche PSTT et les simulations obtenues par identification avec le modèle de Burgers.

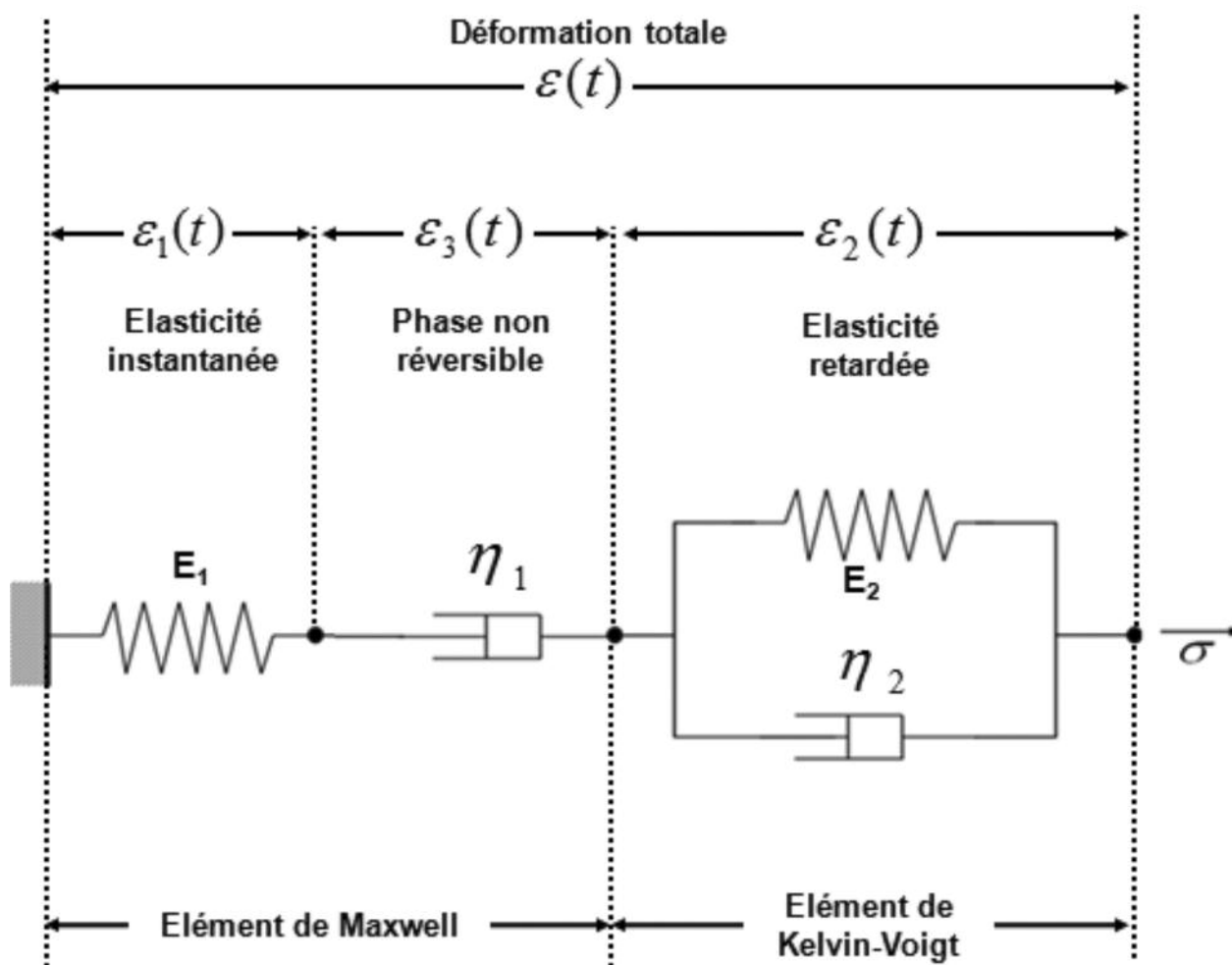


Figure 18. Description du modèle de fluage de Burgers.

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 \left[\frac{1}{E_1} + \frac{t}{\eta_1} + \frac{1}{E_2} \left(1 - \exp\left(-\frac{E_2}{\eta_2} t\right) \right) \right] \quad (3)$$

Où σ_0 est la contrainte appliquée; E_1 et E_2 sont les modules d'élasticité des ressorts ; η_1 et η_2 sont les coefficients de viscosité dynamique des amortisseurs.

Le module d'élasticité E_1 est considéré égal au module d'Young déterminé expérimentalement par essais de traction à 25°C (12,8 GPa).

Les valeurs des coefficients du modèle de Burgers identifiés à partir de la courbe de fluage expérimentale (Figure 17) sont répertoriées dans le Tableau 1.

E_1 (GPa)	η_1 (GPa.s)	E_2 (GPa)	η_2 (GPa.s)
12,8	$59,1 \times 10^6$	6,3	$19,0 \times 10^4$

Tableau 1. Coefficients du modèle de Burgers identifiés à partir de la courbe de fluage expérimentale.

b) Modélisation analytique du fluage des interfaces collées béton/composites

Le fluage des interfaces béton/composites a ensuite été modélisé en intégrant la loi de comportement de la couche

de colle issus du modèle de Burgers (Équation 3 et Tableau 1) dans le modèle analytique de Völkersen (Équation 1). Cette opération consiste à remplacer dans l'Équation (1) la valeur constante du module de cisaillement instantané de la colle G_a par une valeur qui évolue dans le temps $G_a(t)$ déduite de l'équation (3) :

$$G_a t = \frac{1}{2 \cdot (1 + \nu) \left[\frac{1}{E_1} + \frac{t}{\eta_1} + \frac{1}{E_2} \left(1 - \exp\left(-\frac{E_2}{\eta_2} t\right) \right) \right]} \quad (4)$$

Où $\nu = 0,3$ est le coefficient de Poisson de l'adhésif.

Cette approche, dite « modèle de Völkersen modifié », permet de calculer à chaque pas de temps la répartition des contraintes de cisaillement le long du recouvrement et de décrire le comportement en fluage de l'interface collée béton/composite sur la durée considérée.

Le profil de la contrainte de cisaillement le long de l'interface collée a ainsi été calculé après un mois de fluage, et a été comparé au profil expérimental obtenu à partir des mesures de déformation et de l'application de l'Équation 2. La comparaison simulation/expérience est représentée sur la Figure 19.

On peut constater que le modèle reproduit assez fidèlement le profil expérimental. Les résultats expérimentaux comme

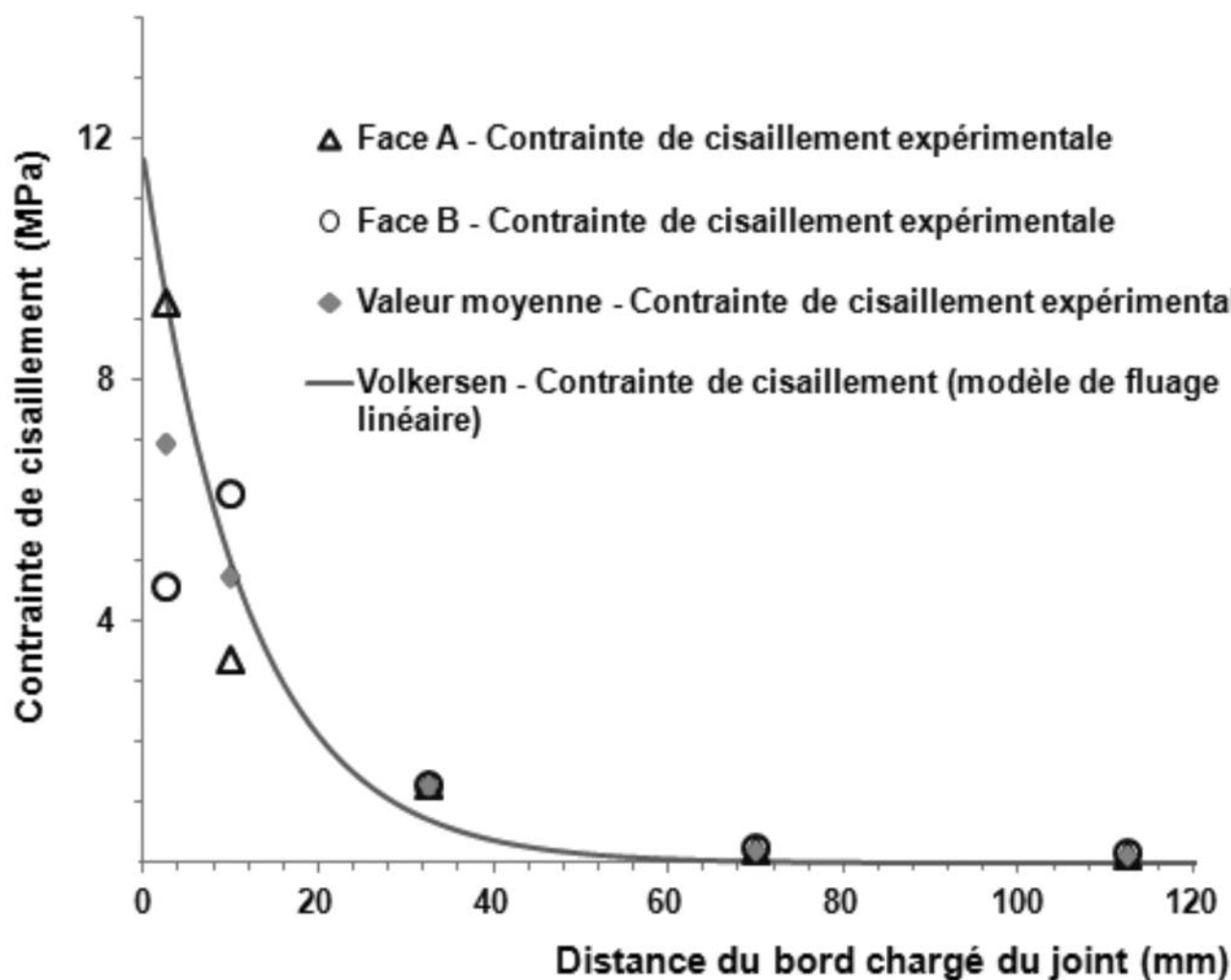


Figure 19. Comparaison des profils de cisaillement issus du modèle analytique de Völkersen modifié et des résultats expérimentaux après un mois de fluage.

ceux issus des modélisations analytiques montrent l'existence d'une importante concentration des contraintes de cisaillement à proximité du bord chargé. Pour Yuan [33], la longueur d'ancrage d'un joint correspond à la longueur collée à travers laquelle 97% de la charge appliquée sur le plat PRF est transmise au support béton (pour un joint dont la longueur est très grande devant la longueur d'ancrage). Si nous retenons cette définition, il est alors possible de calculer les valeurs des longueurs d'ancrage correspondant à la réponse instantanée de l'interface collée béton/composite (Figure 14) et à la réponse après un mois de fluage (Figure 19). Ces résultats, présentés dans le Tableau 2, indiquent que le fluage entraîne une augmentation significative de la longueur d'ancrage par rapport à la valeur initiale déterminée à partir de la réponse élastique instantanée. Un tel phénomène est alors susceptible d'améliorer la durabilité à long terme des joints collés en réduisant la concentration de contrainte au voisinage du bord chargé et en assurant une meilleure répartition des contraintes sur le recouvrement. Ce type de comportement (augmentation de la longueur d'ancrage) a déjà été constaté par d'autres auteurs [7] dans le cadre d'une étude

de durabilité, mais sur des joints soumis à un vieillissement hygrothermique sans sollicitation mécanique.

Modèle analytique	Longueur d'ancrage (mm)
Völkersen élastique	21,0
Völkersen modifié (fluage linéaire sur 1 mois)	40,0

Tableau 2. Longueurs d'ancrage calculées à partir des profils de distribution des contraintes de cisaillement.

Les résultats expérimentaux acquis sur le prototype ont donc permis de valider le bon fonctionnement du dispositif expérimental innovant (instantané et à long terme). Cette validation a ensuite été complétée par des calculs analytiques visant à décrire la réponse élastique instantanée et différée de l'assemblage collé. Au final, la cohérence de l'ensemble des résultats (analytiques et expérimentaux) constitue un élément fort de validation du modèle analytique proposé.

4. RÉALISATION D'UN BANC DE FLUAGE COMPLET PERMETTANT L'ÉTUDE DU COUPLAGE ENTRE SOLlicitATIONS MÉCANIQUE ET HYGROTHERMIQUE

Après la validation du dispositif du fluage, un banc complet de fluage a été réalisé, comportant quatorze corps d'épreuves à double recouvrement préparés à partir de deux procédés de renforcement différents disponibles sur le marché. Ce banc est installé dans une salle climatique à 40°C et 95% H.R., afin de coupler les sollicitations mécanique et environnementale (Figure 20).



Figure 20. Banc de fluage en fonctionnement dans la salle de vieillissement du DLA.

Le principe de ce banc de fluage est similaire à celui du prototype. Cependant, le nouveau circuit est muni d'un capteur qui assure une mesure continue de la pression hydraulique et qui est connecté à une centrale hydraulique dont il actionne la mise en marche en cas de chute de pression. Le maintien de pression est donc assuré par l'accumulateur hydraulique, pour de faibles chutes de pression, et par la centrale pour compenser des chutes plus importantes. La campagne expérimentale actuellement en cours prévoit de réaliser des essais destructifs à diverses échéances, afin de suivre l'évolution de la capacité résiduelle des interfaces collées béton/composites induite par le vieillissement sous charge. Les corps d'épreuve seront ainsi retirés de la salle deux par deux (un par système de renforcement) à chaque échéance de caractérisation. Les premiers résultats de cette campagne expérimentale en cours sont présentés dans [26]. En complément de ces essais destructifs, le comportement à long terme de deux corps d'épreuve à double recouvrement (un par procédé) est également suivi par des capteurs de déplacement qui mesurent en continu le déplacement relatif d'un bloc de béton par rapport à l'autre, consécutif à la déformation de fluage et au vieillissement du joint collé (Figure 21).

À titre d'illustration, la Figure 22 représente l'évolution moyenne des déplacements de « fluage » mesurés sur les corps d'épreuve renforcés par les deux procédés de renforcement. Ces mesures mettent clairement en évidence des comportements en fluage très différents entre les deux systèmes de renforcement. En effet, le corps d'épreuve réalisé avec le système 1 (courbe rouge) présente un niveau de déformation globalement plus élevé dans le domaine de fluage stationnaire, et atteint le domaine de fluage tertiaire bien avant l'assemblage réalisé avec le système 2 (courbe bleue). Ces

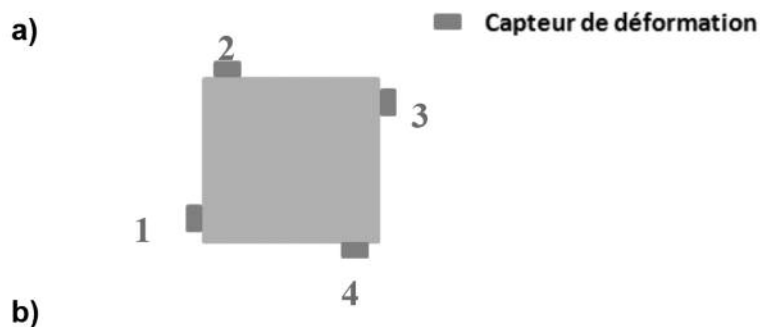


Figure 21. Détail d'instrumentation par LVDT des deux corps d'épreuves :
a) Schéma présentant la position des capteurs sur chaque corps d'épreuve, vue de dessous ;
b) Photographie de l'instrumentation par LVDT des corps d'épreuve.

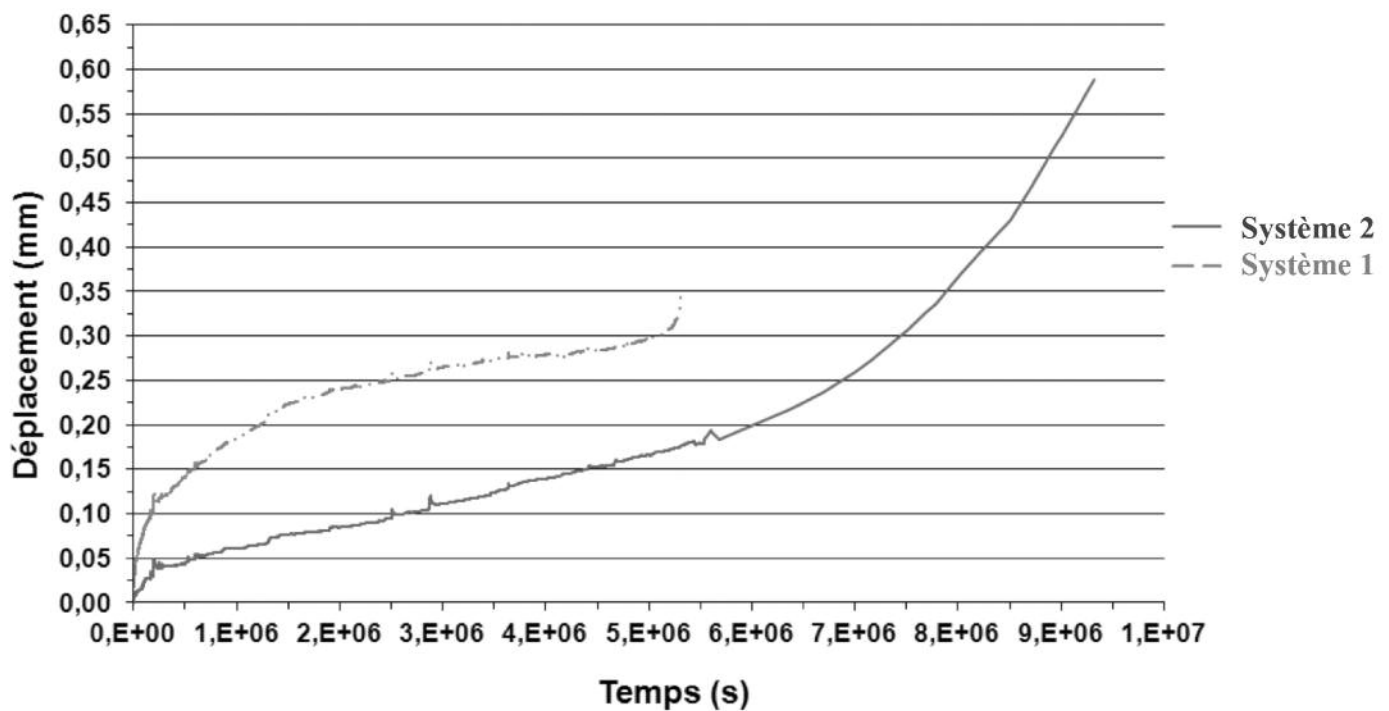


Figure 22. Déplacements de fluage des corps d'épreuves à double recouvrement renforcés par les deux procédés de renforcement, lorsque ces corps d'épreuve sont soumis simultanément à une sollicitation de fluage et à un vieillissement hygrothermique (à 40°C et 95% d'humidité).

résultats montrent que le dispositif expérimental développé dans le cadre de notre étude est parfaitement discriminant et permet de révéler des différences de comportement très significatives entre différents systèmes de renforcement disponibles sur le marché et soumis à des sollicitations couplées.

5. CONCLUSION

L'objectif de cet article est de présenter les principes et détails de conception d'un dispositif expérimental innovant destiné à la caractérisation en fluage des interfaces collées béton/PRF. Lors de sa conception, une des principales exigences consistait à limiter le volume de ce dispositif de sorte qu'il puisse être installé dans une chambre de vieillissement climatique, permettant ainsi de combiner la sollicitation mécanique à un vieillissement hygrothermique et d'en étudier les effets synergiques.

Le système de chargement imaginé s'appuie sur l'utilisation originale de vérins plats hydrauliques. Dans ce contexte, un banc de fluage prototype, permettant de solliciter simultanément en fluage trois corps d'épreuve à double recouvrement, a d'abord été conçu, construit et testé en conditions standard (25°C, 50% H.R.). Une instrumentation spécifique des corps d'épreuves par jauges de déformation a permis de suivre l'évolution du profil de déformation le long du recouvrement lors des essais de fluage. Les résultats expérimentaux ainsi acquis sur ce prototype ont tout d'abord permis de valider le bon fonctionnement du dispositif expérimental proposé (maintien de la charge appliquée et comportement symétrique des corps d'épreuve à double recouvrement). Cette validation a été complétée par des calculs analytiques de la réponse du joint collé suite à la mise en charge. En effet, une procédure

basée sur le principe de Superposition Temps-Température et sur le modèle rhéologique de Burgers a permis d'établir un modèle de fluage linéaire pour l'adhésif étudié. Cette loi de comportement a ensuite été introduite dans l'équation du modèle de Völkersen afin de prédire le comportement en fluage à long terme de l'interface collée béton/composite. Finalement la confrontation entre les simulations et les données expérimentales a démontré que ce modèle de Völkersen modifié reproduit assez fidèlement les profils expérimentaux instantanés ou mesurés après un mois de fluage. Les résultats montrent notamment que le fluage provoque une augmentation significative de la longueur d'ancrage par rapport à la valeur initiale déterminée à partir de la réponse élastique instantanée, ainsi qu'une diminution importante de la concentration de contrainte à l'extrémité chargée du joint. Ce phénomène pourrait présenter des effets bénéfiques sur la durabilité à long terme des joints collés. La cohérence de l'ensemble des résultats (analytique et expérimentaux) a été considérée comme un élément fort de validation de ce dispositif.

Finalement un banc de fluage complet comportant 14 corps d'épreuves (réalisés avec deux systèmes de renforcement différents) a été installé dans une salle de vieillissement hygrothermique à 40°C et 95% d'H.R., afin d'étudier l'évolution des propriétés mécaniques des joints collés béton/composite soumis à un vieillissement couplant sollicitation mécanique (fluage) et hygrothermique. Le suivi de la résistance résiduelle des interfaces collées exposées à ces conditions de vieillissement s'appuie sur des tests destructifs à échéances régulières ; cette campagne est toujours en cours. D'autre part, l'instrumentation de certains corps d'épreuve par des capteurs LVDT a permis de montrer que le dispositif expérimental est capable de discriminer la durabilité des deux systèmes de renforcement étudiés.

6. RÉFÉRENCES

- [1] ACI COMMITTEE 440.2R-08, « Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures », *American Concrete Institute*, 2008.
- [2] M. QUIERTANT, « Matériaux organiques spécifiques pour la construction », *Yves Mouton (Ed.)*, Chapitre 23, pp. 503–525, 2011.
- [3] Association Française de Génie Civil, « Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites – Recommandations provisoires, documents scientifiques et techniques », 2011.
- [4] M.A.G. SILVA, H. BISCAIA, « Degradation of bond between FRP and RC beams », *J. Composite Struct.*, Vol. 85, pp. 164–174, 2008.
- [5] V.M. KARBHARI, K. GHOSH, « Comparative durability evaluation of ambient temperature cured externally bonded CFRP and GFRP composite systems for repair of bridges », *Composites Part A*, Vol. 40, pp. 1353–1363, 2009.
- [6] J.G. DAI, H. YOKOTA, M. IWANAMI, E. KATO, « Experimental investigation of the influence of moisture on the bond behavior of FRP to concrete interfaces », *J. Compos. Constr.*, Vol. 14, pp. 834–844, 2010.
- [7] K. BENZARTI, S. CHATAIGNER, M. QUIERTANT, C. MARTY, C. AUBAGNAC, « Accelerated ageing behavior of the adhesive bond between concrete specimens and CFRP overlays », *Constr. Build. Mater.*, Vol. 25, pp. 523–538, 2011.
- [8] P. MESHGIN, K.K. CHOI, « Experimental and analytical investigations of creep of epoxy adhesive at the concrete-FRP interfaces », *Int. J. Adhesion Adhesives*, Vol. 29, pp. 56–66, 2009.
- [9] K. K. CHOI, P. MESHGIN, M.M. REDA TAHA, « Shear creep of epoxy at the concrete-FRP interface », *Composites Part B*, Vol. 38, pp. 772–780, 2007.
- [10] K. K. CHOI, M.M. REDA TAHA, M.J. MASIA, N.G. SHRIVE, « Numerical investigation of creep effects on FRP-strengthened RC beams », *J. Compos. Constr.*, Vol. 14, pp. 812–822, 2010.
- [11] E. FERRIER, L. MICHEL, B. JURKIEWIEZ, P. HAMELIN, « Creep behaviour of adhesives used for FRP external strengthening of RC structures », *Constr. Build. Mater.*, Vol. 25, pp. 461–467, 2011.
- [12] C. ZHANG, J. WANG, « Viscoelastic analysis of FRP strengthened reinforced concrete beams », *Composite structures*, Vol. 93, pp. 3200–3208, 2011.
- [13] H. DIAB, Z. WU, « Nonlinear constitutive model for time-dependent behavior of FRP-concrete interface », *Compos Sci Technol*, Vol. 67, pp. 2323–2333, 2007.
- [14] H. DIAB, Z. WU, K. IWASHITA, « Short and long term bond performance of prestressed FRP sheet anchorages », *Eng Struct*, Vol. 31, pp. 1241–1249, 2009.
- [15] N. HOUHOU, K. BENZARTI, M. QUIERTANT, S. CHATAIGNER, A. FLETY, C. MARTY, « Analysis of the nonlinear creep behavior of concrete/FRP-bonded assemblies », *Journal of adhesion science and technology*, Vol. 28, pp. 1345–1366, 2014.
- [16] S. CHATAIGNER, J.-F. CARON, K. BENZARTI, M. QUIERTANT, C. AUBAGNAC, « Use of a single lap shear test to characterize composite-to-concrete or composite-to-steel bonded interfaces », *Constr. Build. Mater.*, Vol. 25, pp. 468–478, 2011.
- [17] B.E. DOLAN, H.R. HAMILTON, C.W. DOLAN, « Strengthening with bonded FRP Laminate », *Concrete International*, Vol. 20, pp. 51–55, 1998.
- [18] E. FERRIER, M. QUIERTANT, K. BENZARTI, P. HAMELIN, « Influence of the properties of externally bonded CFRP on the shear behavior of concrete/composite adhesive joints », *Composites Part B*, Vol. 41, pp. 354–362, 2010.
- [19] J.R. CROMWELL, K.A. HARRIES, B.M. SHAHROOZ, « Environmental durability of externally bonded FRP materials intended for repair of concrete structures », *Constr. Build. Mater.*, Vol. 25, pp. 2528–2539, 2011.
- [20] C.U. SERDAR, B. BINICI, « Strength of carbon fiber reinforced polymers bonded to concrete and masonry », *Constr. Build. Mater.*, Vol. 21, pp. 1431–1446, 2007.
- [21] M. MATANA, A. NANNI, L. DHARANI, P. SILVA, G. TUNIS, « Bond performance of steel reinforced polymer and steel reinforced grout », *Proceeding of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005)*, pp. 125–132, 2005.
- [22] S. CHATAIGNER, C. AUBAGNAC, M. QUIERTANT, K. BENZARTI, « Essai de cisaillement à simple recouvrement pour caractériser l'adhérence de renforts composites sur substrat béton – Méthode d'essai n°72 », *Techniques et méthodes des LCP (LCPC)*, 36 pages, 2010.
- [23] Sika®Carbodur® S, « Lamelles pultrudées à base de fibres de carbone pour le renforcement de structures – Fiche technique », *Version N° 2011-387*, http://fra.sika.com/dms/get-document.get/aa3e5909-b161-370f-b261-8201b7807841/fr_carbodur_s_nt914.pdf, 2011.
- [24] Sikadur® 30, « Adhésive structural pour le collage de renforts – Fiche technique », *Version N° 2011-026*, <http://frcon.webdms.sika.com/files/show.do?documentID=547>, 2011.
- [25] K. BENZARTI, F. FREDDI, M. FREMOND, « A damage model to predict the durability of bonded assemblies. Part I: Debonding behavior of FRP strengthened concrete structures », *Construction and building materials*, vol. 25, pp. 547–555, 2011.
- [26] N. HOUHOU, « Durabilité des interfaces collées béton/renforts composites: développement d'une méthodologie d'étude basée sur un dispositif de fluage innovant conçu pour être couplé à un vieillissement hygrothermique », *Thèse de doctorat de l'Université Paris-Est*, 2012.
- [27] O. VOLKERSEN, « Die nietkraftverteilung in zugbeanspruchten mit konstanten laschenquerschnitten », *Luftfahrtforschung*, Vol. 15, pp.41–47, 1938.
- [28] J. XIAO, J. LI, Q. ZHA, « Experimental study on bond behavior between FRP and concrete », *Journal of Construction and Building Materials*, Vol. 18, pp. 745–752, 2004.
- [29] X. SHENG, M. AKINC, M.R. KESSLER, « Creep behavior of bisphenol E cyanate ester/alumina nanocomposites », *Materials Science and Engineering A*, Vol. 527, pp. 5892–5899, 2010.
- [30] P. DASSAPPA, P. LEE-SULLIVAN, X. XIAO., « Temperature effects on creep behavior of continuous fiber GMT composites », *Composites Part A*, Vol. 40, pp. 1071–1081, 2009.
- [31] T.K. VAIDYANATHAN, J. VAIDYANATHAN, Z. CHERIAN Z., « Extended creep behavior of dental composites using time-temperature superposition principle », *Dental Materials*, Vol. 19, pp. 46–53, 2003.
- [32] J.L. YANG, Z. ZHANG, A.K. SCHLARB, K. FRIEDRICH, « On the characterization of tensile creep resistance of polyamide 66 nanocomposites. Part II: Modeling and prediction of long-term performance », *Polymer*, Vol. 47, pp. 6745–6758, 2006.
- [33] H. YUAN., « Improved theoretical solutions of FRP-to-concrete interfaces », *Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005)*, pp. 97–102, 2005.



PONTS FORMATION CONSEIL
Vecteur de performance



IFSTTAR



Cerema

SYMPOSIUM INTERNATIONAL

INTERNATIONAL SYMPOSIUM



SEC 2015

Appel à communications

RETRAIT ET GONFLEMENT DES SOLS - CLIMAT ET CONSTRUCTION

Call for papers

SHRINK-SWELL PROCESSES IN SOILS - CLIMATE AND CONSTRUCTION

<http://sec2015.fr/> <http://sec2015.info/>

France, 18 & 19 juin / *June 18 & 19th 2015*



Avec le soutien de / with the support of :



Secrétariat / Secretariat SEC 2015

Séverine BEAUNIER, Ponts Formation Conseil

15 rue de la Fontaine au Roi

75127 PARIS Cedex 11 - France

Téléphone : +33 (0)1 44 58 28 07 - Fax : +33 (0)1 44 58 28 73

Adresse électronique : severine.beaunier@enpc.fr

Objectifs du Symposium

Organisé du 18 au 19 juin 2015 à Marne-La-Vallée, à la suite de SEC 2008, le Symposium International SEC 2015 est consacré aux phénomènes de retrait et de gonflement des sols. Ceux-ci constituent une cause majeure de désordres sur les constructions individuelles et peuvent aussi avoir des effets sur des infrastructures plus importantes et apparement plus robustes. Les périodes de sécheresse dans les pays tempérés et les épisodes pluvieux importants dans les pays secs sont souvent à l'origine de tels désordres. Néanmoins, des techniques de construction appropriées permettent de se protéger efficacement des effets du climat sur les variations de teneur en eau dans les sols. Ce Symposium est un lieu privilégié où chercheurs et ingénieurs de différents pays pourront présenter leurs travaux et partager leurs connaissances et leur expertise.

Le 17 juin, un séminaire en français destiné à la présentation des résultats du Projet ARGIC2 financé par le MEDDE est organisé. Les participants au Symposium SEC 2015 sont invités à assister aux présentations de ce séminaire.

Appel à communications et Thèmes du Symposium

- Comportement des sols argileux
- Influence du climat et des techniques de construction sur l'état hydrique des sols
- Caractérisation de l'aléa (diagnostic, zonage, etc.)
- Les expériences nationales (assurances/administration) en matière de gestion des risques de sécheresse
- Conception, comportement et réparation des constructions et des bâtiments
- Conception, comportement et réparation des routes et des voies ferrées

Soumission des résumés de 500 mots maximum avant le 15 décembre 2014 à : severine.beaunier@enpc.fr et selon le modèle de résumé à télécharger sur le site www.sec2015.fr

Comité d'organisation

J-P. Magnan, IFSTTAR
S. Burlon, IFSTTAR
D. Mathon, Cerema
M. Duc, IFSTTAR
C. Kreziak, Cerema
S. Legrand, Cerema
E. Trielli, Cerema
S. Beaunier, Ponts Formation Conseil

Comité scientifique

J-P. Magnan, IFSTTAR
S. Burlon, IFSTTAR
D. Mathon, Cerema
A-F. Bechade, Expert consultant
R. Cojean, Ecole des Mines ParisTech
Y-J. Cui, Ecole des Ponts ParisTech
I. Djeran-Maigre, INSA Lyon
R. Fabre, Université de Bordeaux 1
S. Fauchet, MEDDE, DGPR
J-M. Fleureau, Ecole Centrale Paris
J-V. Heck, CSTB
F. Henry, AQC
C. Jacquard, Fondasol
J-B. Kazmierczak, Ineris
M. Lucas, Socabat GIE
F. Masrouri, ENSG, Université de Lorraine
A. Pantet, Université Le Havre
E. Plat, BRGM
T. Prévost, MEDDE, DRI

Langues du Symposium

Les langues officielles du Symposium sont le français et l'anglais. La traduction simultanée français/anglais est prévue.

Frais d'inscriptions au Symposium (18 & 19 juin)

Les frais d'inscription couvrent l'accès aux conférences, la restauration et les actes :

- Tarif minoré avant le 17 avril 2015 : 504 Euros TTC (dont 20% de TVA)
- Tarif après le 17 avril 2015 : 564 Euros TTC (dont 20% de TVA)
- Tarif Etudiant : 312 Euros TTC (dont 20% de TVA)
- Dîner de Gala le 18 juin 2015: 75 Euros TTC (dont 20% de TVA)

Exposition pendant le Symposium

Des stands d'exposition sont proposés pendant 3 jours : le 17 juin dans le cadre du séminaire de présentation des résultats du Projet ARGIC2 et les 18 et 19 juin durant le Symposium. Les stands pourront avoir une superficie de 6 m², 9 m² ou 12 m² et comporteront : moquette, spots, enseignes et cloisons, un branchement électrique, 1 table et 2 chaises.

Les emplacements seront attribués par ordre d'arrivée des bons de réservations.

Les espaces d'exposition, proches de la salle de conférence, seront également dédiés à la présentation de posters et aux pauses café.

La réservation d'un stand comprend l'inscription d'une personne aux conférences, aux déjeuners et bénéficie des actes du Colloque et de la pochette congressiste.

Contact Exposition : severine.beaunier@enpc.fr

Dates indicatives

- résumés demandés pour le 15 décembre 2014 au secrétariat du symposium : severine.beaunier@enpc.fr
- notification aux auteurs (acceptation des résumés) : début novembre
- communications soumises pour le 31 janvier 2015
- notification d'acceptation des papiers : fin mars 2015

Objectives of the Symposium

The SEC 2015 International Symposium, which will be held on 18 and 19 June 2015 in Marne-la-Vallée, following SEC 2008, is devoted to the shrinkage and expansion of soils. These phenomena are one of the major causes of damages to individual houses and may produce effects on more important and apparently more robust infrastructures. Drought periods in temperate countries and significant rainfalls in drier countries are often the origin of these damages. Nevertheless, appropriate construction techniques are able to efficiently protect constructions from the effects of climate on water content variations in soils. This Symposium is meant as a privileged place, where researchers and engineers from various countries can present their works and share their knowledge and expertise.

On June 17th, a seminar (in French) will present the results of the French Project ARGIC2, financed by ministry MEDDE. The participants to Symposium SEC 2015 are invited to attend this seminar.

Call for papers and Topics of the Symposium

- Behaviour of clayey soils
- Influence of climate and construction techniques on water state of soils
- Characterisation of hazard (diagnostic, zoning, etc.)
- National experience (insurance/administration) in management of drought hazards
- Conception, behaviour and repair of constructions
- Conception, behaviour and repair of roads and railways

Abstract submission 500 words maximum before December 15th 2014 to the Symposium Secretary : severine.beaunier@enpc.fr
And from the template to be downloaded on the Symposium site www.sec2015.info

Organizing Committee

J-P. Magnan, IFSTTAR
S. Burlon, IFSTTAR
D. Mathon, Cerema
M. Duc, IFSTTAR
C. Kreziak, Cerema
S. Legrand, Cerema
E. Trielli, Cerema
S. Beaunier, Ponts Formation Conseil

Scientific Committee

J-P. Magnan, IFSTTAR
S. Burlon, IFSTTAR
D. Mathon, Cerema
A-F. Bechade, Expert consultant
R. Cojean, Ecole des Mines ParisTech
Y-J. Cui, Ecole des Ponts ParisTech
I. Djeran-Maigre, INSA Lyon
R. Fabre, Université de Bordeaux 1
S. Fauchet, MEDDE, DGPR
J-M. Fleureau, Ecole Centrale Paris
J-V. Heck, CSTB
F. Henry, AQC
C. Jacquard, Fondasol
J-B. Kazmierczak, Ineris
M. Lucas, Socabat GIE
F. Masrouri, ENSG, Université de Lorraine
A. Pantet, Université Le Havre
E. Plat, BRGM
T. Prévost, MEDDE, DRI

Languages of the Symposium

The official languages of the Symposium are French and English. Simultaneous translation French/English will be provided.

Registration fees to SEC 2015 Symposium (June 18 & 19th)

The registration fees include access to conferences, delegate's bag including the proceedings and lunches.

- Early bird registration before April 17th 2015: 504 Euros (incl. 20% VAT)
- Full fees after April 17th 2015: 564 Euros (incl. 20% VAT)
- Students: 312 Euros (incl. 20% VAT)
- Gala dinner on June 18th 2015: 75 Euros (incl. 20% VAT)

Exhibition during the Symposium

Exhibition stands are proposed during 3 days: on 17th June during the seminar devoted to the presentation of the French Project ARGIC2 results and on 18th and 19th June during the Symposium. Booths will have area of 6 m², 9 m² or 12 m² and will include: walls, carpet, lighting, flag signposts, power and panel box, 1 table and 2 chairs.

Allocation will be made in order of booking.

Posters and stands will be located beside the conference room close to walkways and breaks areas, offering natural and friendly discussion and meeting points for the exhibitors and the conference participants.

Booking a stand includes a full Symposium registration, lunches, and delegate's bag including the proceedings.

Exhibition contact: severine.beaunier@enpc.fr

Indicatives dates

- Abstracts requested before December 15th 2014 to severine.beaunier@enpc.fr
- Notification to authors (abstracts acceptance): beginning of November
- Full papers to be sent by January 31st 2015
- Notification for full papers acceptance: end of March 2015

La pérennité du béton précontraint

Bon de commande à adresser à

AFGC – 15, rue de la Fontaine au Roi

F – 75127 – PARIS

tel : (33) 01 44 58 24 70 – fax : (33) 01 44 58 24 79

e-mail : afgc@enpc.fr - site : www.afgc.asso.fr

Nom et prénom :

Entreprise:

Adresse d'expédition :

Adresse de facturation (si différente):

Tel :

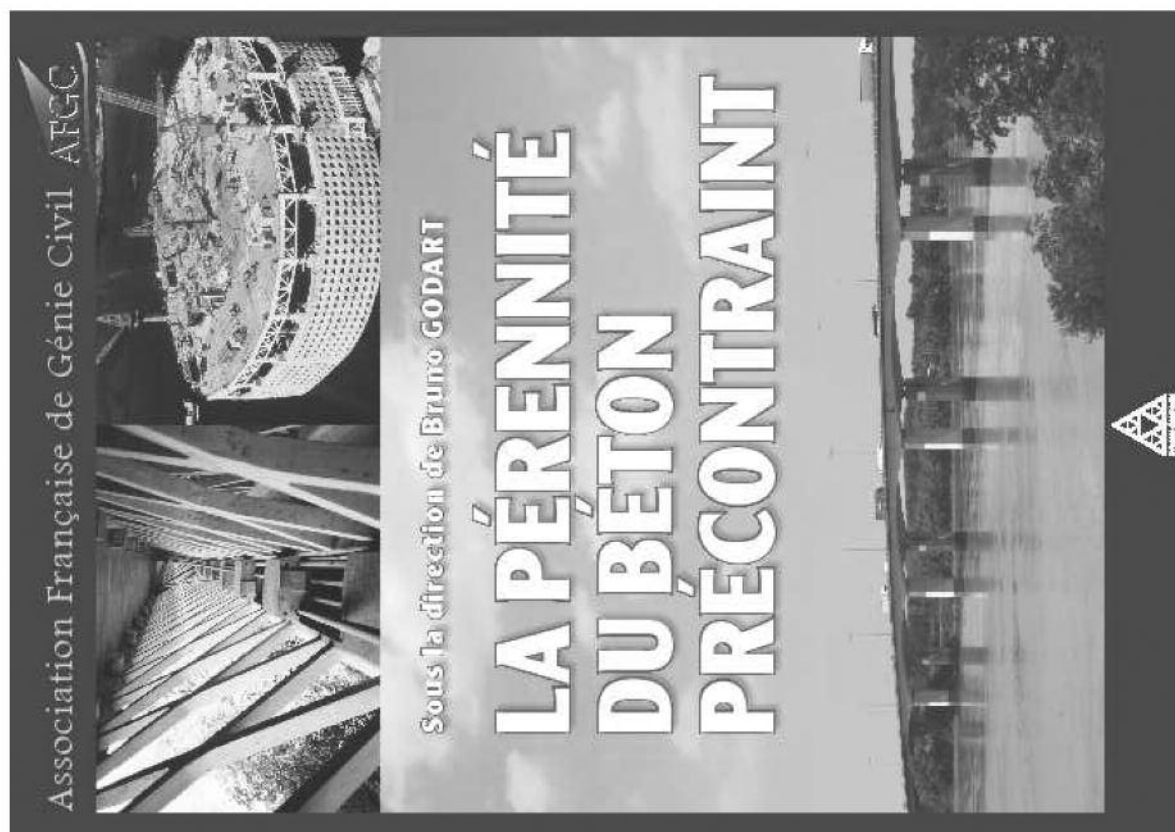
Fax :

E-mail :

Prix public : 85,30 € HT (TVA 5,5%) soit 90 € TTC
Réduction de 20% pour les membres AFGC
(Frais d'envoi non compris)

448 pages – Octobre 2014

Octobre 2014



Ce livre, qui comporte six chapitres et cinq annexes, est le fruit d'une œuvre collective. Il a été rédigé sous la direction de Bruno Godart, et sous l'égide de l'Association française de génie civil (AFGC). Il constitue une forme de plaidoyer pour la pérennité du béton précontraint qui, rappelons-le, est une invention française, mise au point par Eugène Freyssinet au début du xxe siècle.

Après un premier chapitre consacré à un historique de la précontrainte, le second chapitre présente un historique très détaillé de la construction des ponts en béton précontraint en distinguant cinq grandes périodes et en mentionnant, pour chacune de ces périodes, les aspects réglementaires, les évolutions de la conception et des techniques de construction, ainsi que les problèmes rencontrés, le tout étant abondamment illustré.

Le troisième chapitre dresse un état aussi exhaustif que possible du patrimoine des ouvrages en béton précontraint par post-tension. Il aborde quatre grandes familles d'ouvrages : les ponts, les structures contenant des liquides, les ouvrages maritimes et les plates-formes offshore.

Le quatrième chapitre traite de la pré-tension dans le bâtiment en présentant les produits et composants précontraints utilisés dans le bâtiment et en effectuant un inventaire des pathologies liées aux produits et les solutions qui ont été trouvées pour y remédier. Il aborde ensuite les pathologies des bâtiments constitués d'éléments précontraints par pré-tension et leurs remèdes associés.

Le cinquième chapitre illustre la facilité avec laquelle des structures précontraintes peuvent être réparées ou renforcées, et illustre également le grand intérêt que présente la technique de la précontrainte en matière de réparation et de renforcement de structures que celles-ci soient en béton, en maçonnerie, et même en métal.

Le sixième chapitre est à la fois le dernier et le plus important de ce livre, car il présente les diverses conditions à respecter pour une maîtrise de la durabilité des structures précontraintes. Il aborde successivement les règles de conception, le choix des matériaux et des composants de la précontrainte, leur mise en œuvre, l'auscultation et la maintenance des structures. Il s'achève sur la promotion d'une démarche stratégique afin d'atteindre le niveau de durabilité souhaitée pour la précontrainte selon l'environnement et la qualité de la protection apportée par la structure.

Ce livre constitue une mine d'informations sur l'histoire de la précontrainte, sur la constitution d'un patrimoine extraordinairement varié d'ouvrages en béton précontraint, sur les règles de l'art de la construction en béton précontraint et surtout sur l'art d'assurer la pérennité de ces ouvrages pour le bonheur des futures générations.

SOMMAIRE

Préambule

Bruno GODART

Chapitre 1 : Historique du béton précontraint. L'apport décisif d'Eugène Freyssinet

Pierre XERCAVINS

Chapitre 2 : Historique de la construction des ponts en béton précontraint

Jean-Michel LACOMBE, Daniel POINEAU

2.1. Introduction

2.2. Les débuts de la précontrainte (avant 1940)

2.3. La période de 1940 À 1945

2.4. La période de 1946 À 1952 (absence de règles de calcul officielles)

2.5. La période de 1953 À 1964 (les premières règles de calcul)

2.6. La période de 1965 À 1982 (les deuxièmes règles de calcul)

2.7. La période de 1983 à nos jours (les règles de calcul aux états limites)

2.8. Conclusion

Bibliographie

Chapitre 3 : La post-tension : état du patrimoine en France

Bruno GODART, Gérard MATHIEU

3.1. Les ponts

3.2. Les ouvrages contenant des liquides

3.3. Les ouvrages en milieu maritime

3.4. Les plates-formes off-shore

3.5. Conclusion générale

Bibliographie

Chapitre 4 : La pré-tension dans le bâtiment

Charles BALOCHE

4.1. Bref rappel de la technique du béton précontraint par pré-tension

4.2. Modes d'utilisation des produits précontraints par pré-tension

4.4. Inventaire des pathologies liées aux produits et solutions associées

4.4. Inventaire des pathologies liées aux ouvrages et solutions associées

4.5. Conclusion

Chapitre 5 : La réparation des ponts en béton précontraint

Daniel POINEAU

5.1. Introduction

5.2. Généralités sur les réparations

5.3. Choix des techniques de réparation des insuffisances structurelles des ponts en BP non liées aux matériaux

5.4. Choix des techniques de réparation des insuffisances structurelles liées aux matériaux

Bibliographie

Chapitre 6 : La maîtrise de la durabilité

Jean-Bernard DATRY, Bruno GODART, André RAHARINAIVO, Nicolas RAUDIN, Ivica ZIVANOVIC

6.1. La conception

6.2. Les matériaux

6.3. La mise en œuvre

6.4. La maintenance

6.5. La stratégie de durabilité

Bibliographie

Annexes

A - Évolution des règles de charges et de calcul

B - Évolution de la qualité des armatures et de procédés de précontrainte et aspects réglementaires

C - Généralités sur le projet de réparation ou de renforcement d'un ouvrage en béton précontraint

D - Exemples de désordres liés à la corrosion des armatures de précontrainte dans les ponts à poutres préfabriquées post-contraintes de type VIPP

E - Problèmes d'injection des conduits de précontrainte avec certains mortiers adjuvants et conséquences sur la durabilité des câbles

FEES

The below meeting the registration charges for the 3rd edition of I2WMSD 2015. The prices shown include:

- Access to plenary conferences.
- Access to all thematic sessions.
- Coffee breaks.
- Lunches.
- Documentation.
- Registration fee / Person
- Academic participants 100 €
- Industrial participants 200 €
- Students 50 €

CONTACT

Professor AMMARI Mohammed
Tél: +212671273268

Professor BEN ALLAL Laïla
Tél: +212667111909

Email: wg3d.tanger2015@gmail.com

Laboratory of Materials and resources
Valorization (LMVR)
Faculté des Sciences et Techniques
BP 416, Tangier, Morocco

AIMS

The target of the international workshop Waste Management and Sustainable Development is a crossroads meeting for scientific researchers and engineers. The main objective of this event is to promote the exchange of new ideas through oral communication and posters. All interventions which will be organized and planned aim to launch debate on new strategic research in Waste Management and Sustainable Development.

DEADLINE

Submission Deadline for Abstracts

April 30, 2015

Author Notification Deadline

May 30, 2015

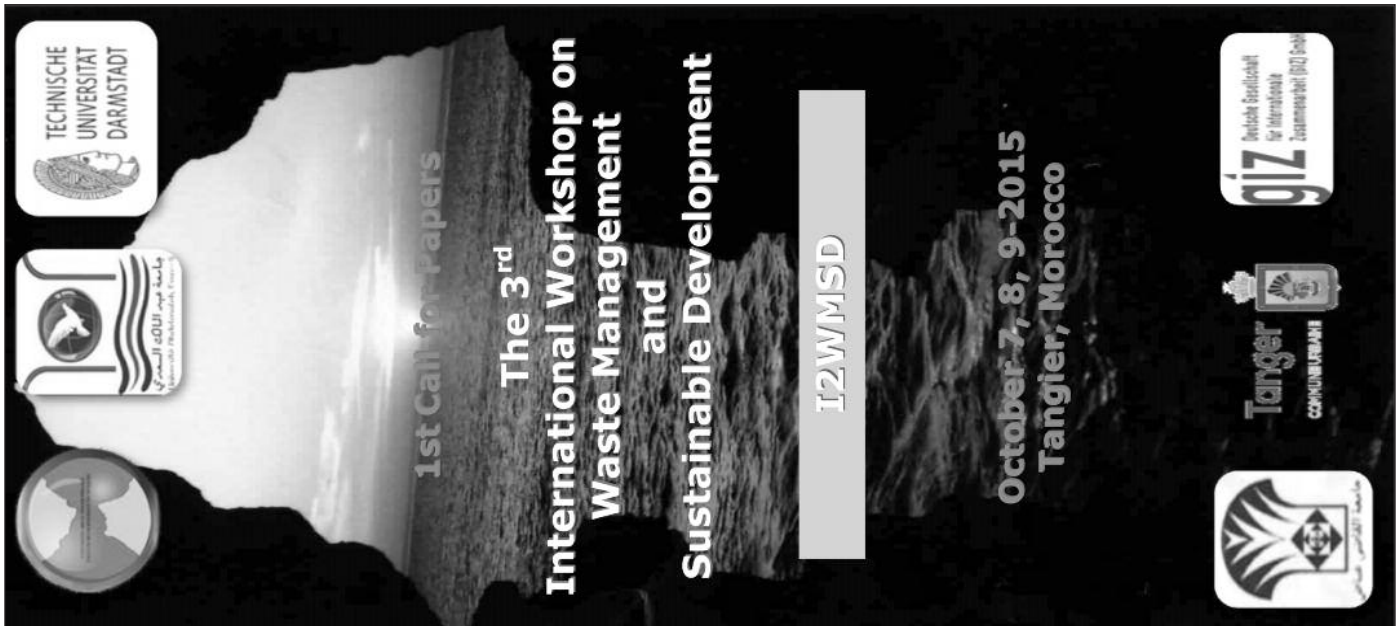
Registration Opens




July 5, 2015

Conferences Dates

7, 8 and 9 October 2015

Selected papers will be published in
Journal devoted to the previous topics.



1st Call for Papers

The 3rd

International Workshop on

Waste Management




and

Sustainable Development

I2WMSD

October 7, 8, 9-2015

Tangier, Morocco

CONFERENCE TOPICS

- Valorization of waste and industrial by-products in civil engineering materials
- Contribution of spatial information for waste management
- Treatment, recycling and valorization of solid waste (industrial waste, agricultural, urban hospital waste, contaminated soils, sediments and mining waste)
- Green Energy
 - waste to energy (biogas, biorefinery)
 - Energy Efficiency
- Treatment techniques and remediation of liquid and gaseous waste (municipal and industrial wastewater, leachate public landfills, COV...).

➤ Sustainable Development

- Life Cycle Analysis
- Studies of environmental impact
- Environmental Analysis
- Green processes
- Industrial Ecology

LANGUAGES

The official languages of the workshop are English and French

HONOR COMMITTEE

Président UAE Tangier Morocco
Wali Région Tanger / Tétouan Morocco
Maire Tangier Morocco
Doyen FST UAE Tangier Morocco

ORGANIZING COMMITTEE

M.AMMARI FST UAE Tangier Morocco
N.ABRIAK Ecole des mines Douai France
L.BEN ALLAL FST UAE Tangier Morocco
A.AZMANI FST UAE Tangier Morocco
K. RIFFI TEMSAMANI OREDD Tangier Morocco
M. STOCK PGPE, GIZ Rabat Morocco.
A.OUASSINI FST UAE Tangier Morocco
M.AMRANI FST UAE Tangier Morocco
M.MAATOUK FST UAE Tangier Morocco
H. BOULAICH FST UAE Tangier Morocco
O.MRANI TU DARMSTADT Germany
T.EDGHIRI PGPE, GIZ Tangier Morocco
Y. MOUNTASSIR PGPE, GIZ Casablanca Morocco
A.MOUHSSINE C. U. Tangier Morocco
A. BOUASSAB FST UAE Tangier Morocco
T.CHAFIK FST UAE Tangier Morocco
M.ALLOUCH FST UAE Tangier Morocco
M. RKAINA FST UAE Tangier Morocco
J.BRIGUI FST UAE Tangier Morocco
K.AZAAR FST UAE Tangier Morocco
O. ACHAK FST UAE Tangier Morocco
M.WAHBI FST UAE Tangier Morocco
N. OUAZZANI FS Marrakech Morocco
A. JAOUAD FS Marrakech Morocco
M. STITOU FS UAE Tetouan Morocco
I. FRAR FST UAE Tangier Morocco
S. LAMRANI FST UAE Tangier Morocco

H. BAKKALI FST UAE Tangier Morocco
N. BELMOKHTAR FST UAE Tangier Morocco
A. HADDACH FST UAE Tangier Morocco
N. LAMARTI FST UAE Tangier Morocco
A. YEDRI BAKKALI FST UAE Tangier Morocco

SCIENTIFIC COMMITTEE

(Preliminary list)

N.ABRIAK Ecole des mines Douai France
B. HAMMOUTI FS UM1er Oujda Morocco
L.SCHEBEK TU DARMSTADT Germany
L. BEN ALLAL FST UAE Tangier Morocco
M. AMMARI FST UAE Tangier Morocco
K. RIFFI TEMSAMANI OREDD Tangier Morocco
M. MOULI ENPO ORAN Algeria
A.AZMANI FST UAE Tangier Morocco
A.OUASSINI FST UAE Tangier Morocco
H. MAAMAR USTO ORAN Algeria
A. BOUASSAB FST UAE Tangier Morocco
M.AMRANI FST UAE Tangier Morocco
M.MAATOUK FST UAE Tangier Morocco
T.CHAFIK FST UAE Tangier Morocco
O.MRANI TU DARMSTADT Germany
N. OUAZZANI FS Marrakech Morocco
M. STITOU FS UAE Tetouan Morocco
A. JAOUAD FS Marrakech Morocco
M.ALLOUCH FST UAE Tangier Morocco
J. BRIGUI FST UAE Tangier Morocco
K. AZAAR FST UAE Tangier Morocco
O. ACHAK FST UAE Tangier Morocco
M. RKAINA FST UAE Tangier Morocco
H. EL AYADI FST UAE Tangier Morocco
M. WAHBI FST UAE Tangier Morocco
L. MANDI FS Marrakech Morocco
A. MOUABAD FS Marrakech Morocco
A. SEDKI FS Marrakech Morocco
F. AZRIB FS Marrakech Morocco
T. AJZOUUL FS UAE Tetouan Morocco
F. EL YOUSFI FS UAE Tetouan Morocco
M. NECHAR FS UAE Tetouan Morocco

LA LETTRE D'INFORMATION DE L'AUGC

Janvier 2015

4 – PROCHAINES RENCONTRES AUGC 2015 A BAYONNE

Les prochaines rencontres de l'AUGC seront les 33^{ème} et se dérouleront sur le campus de Bayonne entre le 27 et le 29 Mai 2015 sur la thématique « Génie Civil entre terre et mer ». Elles seront précédées d'une journée de formation doctorale portant sur la formulation des bétons et les transferts dans les milieux poreux le 26 Mai. Un appel à communication est ouvert (date limite de soumission décalée au 25 janvier).

Le site internet est mis en ligne à l'adresse suivante : <http://rugc15.univ-pau.fr/live/Accueil>.

Quelques dates à retenir pour les 33^{èmes} rencontres de l'AUGC :

25 janvier :	date de soumission des résumés
1 ^{er} février :	notification aux auteurs
15 mars :	réception des articles
12 avril :	retour des expertises par le comité scientifique
5 mai :	réception des articles corrigés
26 Mai :	formation doctorale
27-29 Mai :	déroulement des rencontres

Les organisateurs des Rencontres souhaitent attirer votre attention sur les éventuelles difficultés à trouver un logement à Bayonne à la fin du mois de mai. Il apparaît nécessaire que vous fassiez votre réservation le plus tôt possible.

8 – BIBLIOTHEQUE DE L'IFSTTAR

L'Ifsttar vient d'ouvrir une rubrique « librairie » sur son site web. Cette librairie virtuelle offre un accès aux ouvrages édités par l'Ifsttar ainsi qu'à l'ensemble des ouvrages édités antérieurement par l'INRETS et le LCPC. Soit un total de 1 250 références. Ce stock documentaire comporte notamment des rapports d'études et de recherches, des guides techniques, des méthodes d'essai, des actes de colloques. Ces ouvrages scientifiques traitent des nombreux thèmes de recherche de l'Institut notamment dans les domaines des ouvrages d'art, de la construction routière, des infrastructures de transport, de la sécurité routière, de la mobilité des personnes et des biens.

Pour que les résultats des recherches soient plus largement diffusés, lus et utilisés et ainsi contribuer à l'innovation et au développement socio-économique, l'Ifsttar a entrepris la numérisation et la mise en ligne des ouvrages édités dans ses différentes collections. Ainsi, certains ouvrages sont désormais proposés à la vente et/ou mis en téléchargement gratuit dans une logique de libre accès « Open Access », sous licence Creative Commons. **A ce jour, déjà 600 références sont accessibles en téléchargement gratuit. L'ensemble du fond documentaire non disponible à la vente sera téléchargeable d'ici la fin de l'année 2015.**

Accessible à l'adresse www.ifsttar.fr/ressources-en-ligne/librairie, la librairie Ifsttar propose un accès à toutes les informations concernant les ouvrages, via des catalogues de collection. Chaque collection telles que les « Guides Techniques LCPC », les « Méthodes d'essai LCPC » ou encore les rapports d'études et de recherche de l'INRETS et du LCPC, possède son propre catalogue de référence. Ce nouveau service facilite ainsi les recherches des publications de l'Institut.

9 – ANNONCES DE CONGRES, COLLOQUES ET SEMINAIRES (EVENEMENTS ET ACTUALITES)

Des annonces de congrès, de colloques et séminaires sont régulièrement mises en ligne dans la rubrique « événements » et « actualités » de l'AUGC. Les événements les plus récemment ajoutés sont les suivants :

Le 30 janvier 2015 - Journée PEDRA -RESTOR - vendredi 30 janvier 2015 à l'Ecole centrale de Lyon : Restitution des projets de recherche : PEDRA « Ouvrages en pierre sèche ou faiblement hourdés » et RESTOR « Restauration des murs de soutènement en pierre sèche ».

Du 14 avril 2015 au 17 avril 2015 - Congrès de l'association européenne de Rhéologie - AERC 2015.

Du 11 mai 2015 au 12 mai 2015 - CIGOS 2015.

Du 27 mai 2015 au 29 mai 2015 - Rencontres Universitaires de Génie Civil à Bayonne.

Du 22 juin 2015 au 24 juin 2015 - International Conference on Bio-based Building Materials à Clermont-Ferrand.

Du 24 août 2015 au 28 novembre 2014 - CFM 2015 / Lyon / Session "Couplage modélisation / expérimentation en mécanique des matériaux, mesure de champs".

Du 12 octobre 2015 au 13 octobre 2015 - CICOMM'2015 Tlemcen, Algérie : 1ère Conférence Internationale de Construction Métallique et Mixte.



L'Ifsttar ouvre un nouveau service de librairie en ligne

L'Ifsttar vient d'ouvrir une rubrique « librairie » sur son site web. Cette librairie virtuelle offre un accès aux ouvrages édités par l'Ifsttar ainsi qu'à l'ensemble des ouvrages édités antérieurement par l'INRETS et le LCPC. Soit un total de 1 250 références. Ce stock documentaire comporte notamment des rapports d'études et de recherches, des guides techniques, des méthodes d'essai, des actes de colloques. Ces ouvrages scientifiques traitent des nombreux thèmes de recherche de l'institut notamment dans les domaines des ouvrages d'art, de la construction routière, des infrastructures de transport, de la sécurité routière, de la mobilité des personnes et des biens.

Pour que les résultats des recherches soient plus largement diffusés, lus et utilisés et ainsi contribuer à l'innovation et au développement socio-économique, l'Ifsttar a entrepris la numérisation et la mise en ligne des ouvrages édités dans ses différentes collections. Ainsi, certains ouvrages sont désormais proposés à la vente et/ou mis en téléchargement gratuit dans une logique de libre accès « Open Access », sous licence Creative Commons. À ce jour, déjà 600 références sont accessibles en téléchargement gratuit. L'ensemble du fond documentaire non disponible à la vente sera téléchargeable d'ici la fin de l'année 2015.

Les catalogues de collections

Accessible à l'adresse www.ifsttar.fr, la librairie Ifsttar propose un accès à toutes les informations concernant les ouvrages, via des catalogues de collections.

Chaque collection telles que les « Guides techniques LCPC », les « Méthodes d'essai LCPC » ou encore les rapports d'études et de recherche de l'INRETS et du LCPC, possède son propre catalogue de référence. Ce nouveau service facilite ainsi les recherches des publications de l'institut.

Informations et nouvelles parutions

Les informations sur les nouvelles parutions et actualités de la librairie Ifsttar sont disponibles sur les réseaux sociaux : Facebook ou Twitter.

Contact :

corinne.brusque@ifsttar.fr