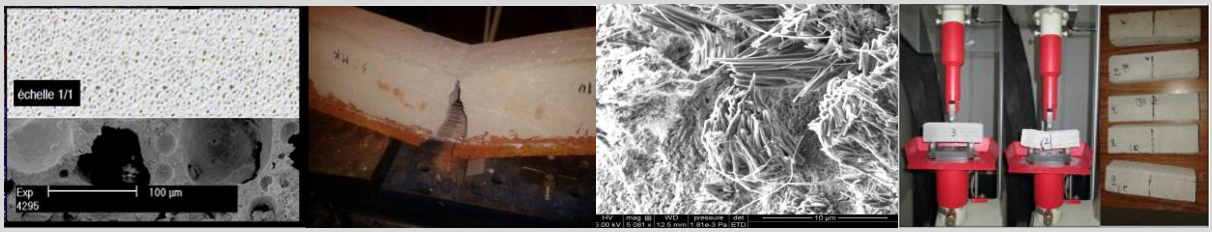
ACTES DES JOURNEES NATIONALES DU BETON

Deuxième édition JNB'15

Hammamet, 29 - 31 mai 2015



Edités par:
Atef DAOUD
Karim MILED
Oualid LIMAM
Wiem BEN HASSINE

Laboratoire de génie civil - Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis
BP.37, Le Belvédère 1002 Tunis-Tunisie Tél/ Fax : 71 875 7 26
E-mail : Laboratoire.GC@enit.rnu.tn

Préface

H. ZENZRI
Directeur de l'ENIT

Les Journées Nationales du Béton constituent un forum scientifique et technique biannuel rassemblant des chercheurs et des industriels concernés par le domaine de la construction. Ces journées offrent l'occasion aux doctorants et aux chercheurs confirmés de présenter les résultats de leurs travaux devant d'éminents experts internationaux et de bénéficier de leur savoir faire et de leur expertise dans ce domaine.

En Tunisie, le secteur du BTP tarde à se développer de façon significative et sa facture énergétique et environnementale ne cesse de s'alourdir. L'inversion de ces tendances nécessite une forte coopération entre les chercheurs et les industriels et cette deuxième édition des Journées Nationales du Béton JNB'15 y contribuera sans doute grâce aux nombreuses communications traitant d'innovation dans le secteur de la construction. Dans ces communications il sera question d'études sur le comportement des bétons au jeune âge et à l'état durci. Ces études comportent des caractérisations expérimentales et des modélisations portant souvent sur de nouveaux bétons, tels que les Bétons à Hautes Performances (BHP), les Bétons Autoplaçants (BAP), les bétons légers et les bétons verts. D'autres communications traitent de la maîtrise de la qualité et de la durabilité des ouvrages en béton qui constitue aussi une problématique actuelle en Tunisie nécessitant une attention particulière de la part de tous les intervenants du secteur de la construction.

Session 1 : Comportement des bétons au jeune âge

Comportement du béton au jeune âge – Analyse de quelques exemples

Jean Michel TORRENTI
IFSTTAR, Département Matériaux et Structures

1. INTRODUCTION

On parle de « jeune âge » pour désigner la période qui s'écoule du malaxage des constituants du béton aux premiers jours qui suivent sa mise en œuvre. D'abord à l'état d'une suspension de consistance plus ou moins liquide, le béton va se solidifier progressivement sous l'effet de l'hydratation du ciment. On qualifie de « prise » la transition entre l'état « liquide » et l'état « solide ». Après la prise, l'hydratation se poursuit à un rythme rapide puis ralentit ; le béton voit sa résistance augmenter. On parle de durcissement. Le jeune âge est une période complexe car le matériau va y connaître de grandes transformations. Et ces transformations peuvent se traduire parfois par une fissuration qui pourra avoir des conséquences sur la durabilité des structures. Nous allons traiter quelques exemples afin de voir quels sont les phénomènes à l'œuvre et les moyens d'éviter la fissuration.

2. RETRAIT PLASTIQUE

La figure 1 montre un exemple de fissuration de retrait plastique. Il s'agissait dans ce cas du tablier d'un pont. Le béton était un béton à hautes performances avec un rapport eau sur ciment E/C bas.



Figure 1 : exemple de fissuration de retrait plastique du béton hautes performances d'un tablier de pont (photo J.M. Torrenti)

Cette fissuration est due au retrait plastique. Celui-ci est une contraction du béton à l'état frais conséquence d'une dessiccation avant prise (c'est un mécanisme identique à celui qui se produit dans les sols fins ou argileux des zones de marnage lorsque l'eau se retire). Lorsque la quantité d'eau qui s'évapore à la surface du béton est supérieure à la quantité d'eau de ressuage, il en résulte une dépression capillaire et des contraintes de traction qui peuvent conduire à la fissuration compte tenu de la faible résistance du béton à ce moment-là.

Dans les règles de l'art, notamment américaines (ACI, 96), on estime que le risque de fissuration est grand quand le taux d'évaporation*E*, exprimé par unité de surface soumise au séchage, dépasse 1 kg/m²/h. Le retrait plastique dépend largement des conditions climatiques et notamment de la vitesse de dessiccation au niveau des surfaces non coffrées de l'ouvrage.

Ainsi, par exemple, un béton mis en œuvre suivant des procédures adéquates, un jour où la vitesse du vent est relativement faible, ne sera pas ou peu affecté par ce phénomène. En revanche, la couche d'eau à la surface du béton s'évaporera rapidement par vent fort, et la déformation pourra commencer à se manifester quelques minutes après sa mise en place. On peut estimer le taux d'évaporation *E* à l'aide de la formule suivante (ACI, 99) :

$$E = 5\left(\left[Tc - 18\right]^{2,5} - r\left[Ta + 18\right]^{2,5}\right)\left(V + 4\right)10^{-6}\right) \text{ en kg/m}^2\text{/h}$$

où*Tc* est la température du béton (°C), *Ta* est la température extérieure – mesurée à l'ombre (°C), *r* est l'humidité relative ambiante (%) et *V* la vitesse moyenne du vent 50 cm au-dessus du béton (km/h). Si *E* dépasse 0,5 kg/m2/h il y a un risque de retrait plastique et si *E* dépasse 1 kg/m2/h le retrait plastique est certain. Dans tous les cas il est préférable de prévoir une cure du béton.

La fissuration due au retrait plastique est souvent superficielle. On parle d'un faïençage, à l'image de ce qu'on observe dans le cas d'une argile ou d'une pâte de ciment soumise à une forte dessiccation (figure 2). Au-delà de l'aspect esthétique, ce faïençage réduit l'enrobage des armatures et la capacité du béton à être recouvert de supports comme les enduits, les carrelages, etc.

Facteurs et prévention

Le retrait plastique est d'autant plus important que :

- la dessiccation est forte :

La dessiccation est favorisée par une hygrométrie sèche, un vent fort et une différence de température élevée entre le béton et le milieu ambiant. Le risque de fissuration plastique peut en conséquence être aussi important l'hiver que l'été, et même plus important l'hiver si le béton est chauffé. La dessiccation se produit dès que l'eau de ressuage est entièrement évaporée. Pour un béton ayant un bas E/C et donc un ressuage faible ce risque est important.
La dessiccation peut parfois être aggravée par la succion de l'eau par le coffrage, si celui-ci est poreux et absorbant, et s'il n'a pas été humidifié avant que le béton soit coulé. Des coffrages non absorbants constituent une protection efficace contre cet effet.

- la pièce est fine :

Ce type de retrait se manifeste essentiellement sur des pièces qui présentent de grandes surfaces d'évaporation par rapport à leur volume (enduit, revêtement routier, dalle), donc des pièces fines, où il peut alors engendrer une fissuration importante. Sur des surfaces horizontales larges, les fissures constituent en général un maillage, dont la maille varie de quelques centimètres à quelques décimètres (figures 1 & 2). A la surface des pièces verticales (voiles, poutres, longrines) elles constituent un réseau de fissures transversales parallèles. Ces fissures n'apparaissent que si les déformations sont empêchées, soit par une partie de la pièce (plus massive ou plus ancienne), soit par des conditions aux limites (cas des revêtements routiers ou des enduits de façade), ou si la géométrie de la pièce et sa taille peuvent conduire à la localisation de l'endommagement en une ou plusieurs fissures principales. Ces fissures n'apparaissent pas dans une chape désolidarisée, par exemple.
Dans des pièces plus épaisses (radier, chevêtre, semelle épaisse, tête de pieu), la profondeur de la zone affectée par la dessiccation, et donc par le retrait, est très faible. Par conséquent, la fissuration est peu profonde. Elle est également peu ouverte.

- la prise est lente et la rétention de l'eau de gâchage est mauvaise :

Une température ambiante basse, des constituants secondaires (laitiers de haut fourneau, cendres volantes...), un excès d'eau de gâchage, ou encore l'utilisation d'adjuvants ayant un effet retardateur, allongent la période de prise et ainsi accentuent le retrait plastique.

La figure 2 illustre le résultat que l'on peut obtenir si tous les facteurs sont présents.



Figure 2 : fissuration due à un séchage précoce d'une pâte de ciment de E/C=0,3 soumise à du vent et à une température de surface élevée (35°C) – photo prise 2 heures après le coulage, éprouvette coulée en couche mince (source J.M. Torrenti).

Le principal moyen d'action contre le retrait plastique et l'éventuelle fissuration est la prévention de la dessiccation précoce, en particulier dans le cas des éléments avec des surfaces à l'air libre très grandes, comme les dalles. Il convient de réaliser une cure en humidifiant les surfaces (figure 3), en les protégeant par un film polyane ou en pulvérisant un produit de cure efficace. L'utilisation de fibres de polypropylène peut aussi être envisagée dans le cas de bétons particulièrement exposés aux risques de dessiccation rapide afin de limiter la fissuration (mais elle ne dispense pas de la cure !).



Figure 3 : Exemple de cure par aspersion d'eau en surface d'une dalle coulée en été (photo JM Torrenti).

La cure est en effet également importante afin de permettre une hydratation complète du béton près de la surface (l'enrobage de béton qui sert à protéger les armatures !). La figure 4 montre le degré d'hydratation mesuré dans une éprouvette mise à sécher à un âge de 2 jours dans une atmosphère sèche (50%HR). On s'aperçoit que près de la surface l'hydratation est très incomplète. La porosité du matériau est dans ce cas beaucoup plus forte que ce que sa formulation pouvait laisser espérer.

Ce phénomène est très marqué si l'hydratation du liant est lente et donc peu avancée au moment du décoffrage. C'est le cas en particulier des bétons formulés avec des liants à faible dosage en clinker. Si l'eau contenue dans le béton s'évapore avant que la réaction d'hydratation soit suffisamment avancée, la porosité du béton est beaucoup plus ouverte qu'en l'absence d'évaporation (Delmi et al, 2006). Cela se traduit dans les propriétés de transport et in fine par une vitesse de carbonatation plus importante (Dhir et al, 1989). Des

résultats sur pâte de ciment montrent qu'une pâte de E/C=0,4 curée pendant seulement 1 jour n'aura pas une meilleure performance qu'une pâte de E/C=0,6 mais curée pendant une semaine. Pour le béton de peau (celui qui protège les armatures), la cure est donc aussi importante que la formulation du matériau.

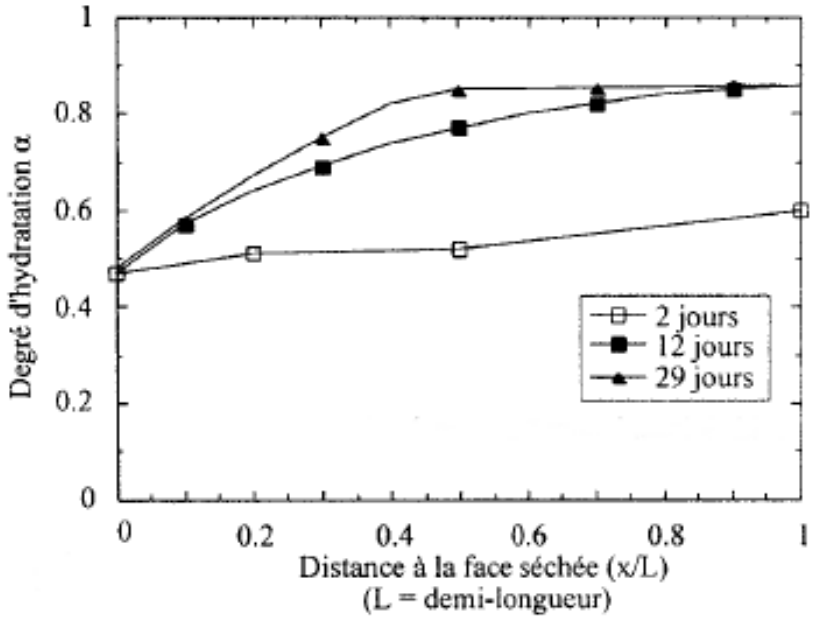
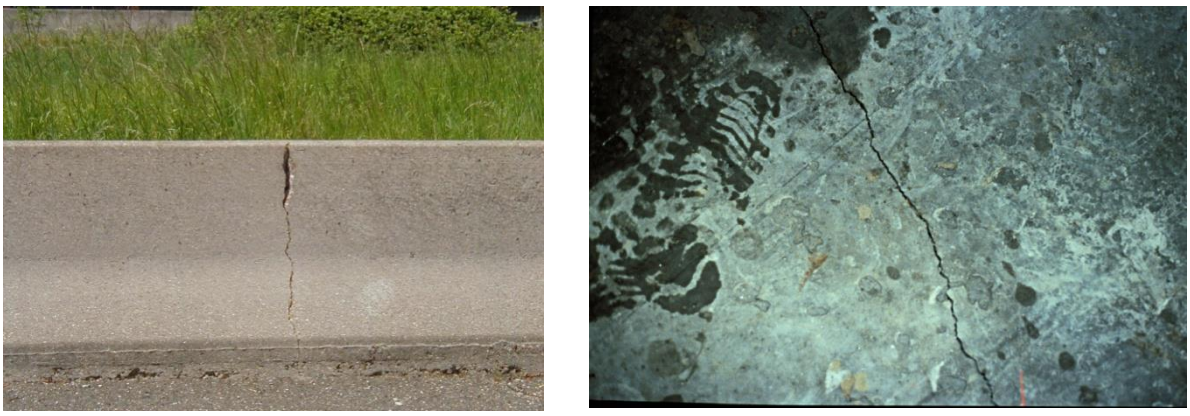


Figure 4 : évolution du degré d'hydratation en fonction de la profondeur dans une éprouvette mise à sécher deux jours après son coulage, L=30 cm (Khelidj et al., 98)

3. RETRAIT GENE

Le retrait du béton s'il est gêné peut conduire à une fissuration. L'exemple le plus classique est celui des glissières en béton armé (GBA) d'autoroutes (figure 5a). Le retrait du béton est gêné par le frottement de la GBA sur le sol, et se traduit par une contrainte de traction et, in fine, par une fissure traversant toute la section. La même chose se produit dans les revêtements en béton non armé de tunnels percés dans le rocher : le retrait du béton est gêné ici par les hors profils du rocher (figure 5b).



a) fissuration d'une GBA b) fissuration d'un revêtement de tunnel

Figure 5 : exemples de fissuration par retrait gêné (photos J.M. Torrenti)

3.1. Les causes du retrait : l'hydratation du ciment et ses conséquences

L'« hydratation du ciment » est une expression générique utilisée pour désigner les différentes réactions chimiques entre les constituants du ciment et l'eau et leurs manifestations macroscopiques (prise, durcissement, exothermie, retraits). Ici nous ne

traiterons que des conséquences de l'hydratation que sont l'existence des retraits thermiques et endogènes.

3.1.1. Retrait thermique

Origine et conséquence

L'hydratation complète d'un ciment Portland de type CEM I dégage de l'ordre de 450 kJ/kg de ciment. En conditions adiabatiques, c'est-à-dire sans échange avec le milieu extérieur, si on considère une pâte de ciment pure, l'élévation de température dépassera 250°C. Pour un béton dosé à 350 kg par m^3 de ce même ciment, l'élévation de température atteindra plus de 60°C.

Dans les pièces massives (piles de pont, barrages, etc.), les élévations de température peuvent approcher l'estimation précédente, car la conductivité thermique du béton n'est pas assez élevée pour évacuer rapidement l'apport de chaleur. En témoignent les courbes de la figure 6.

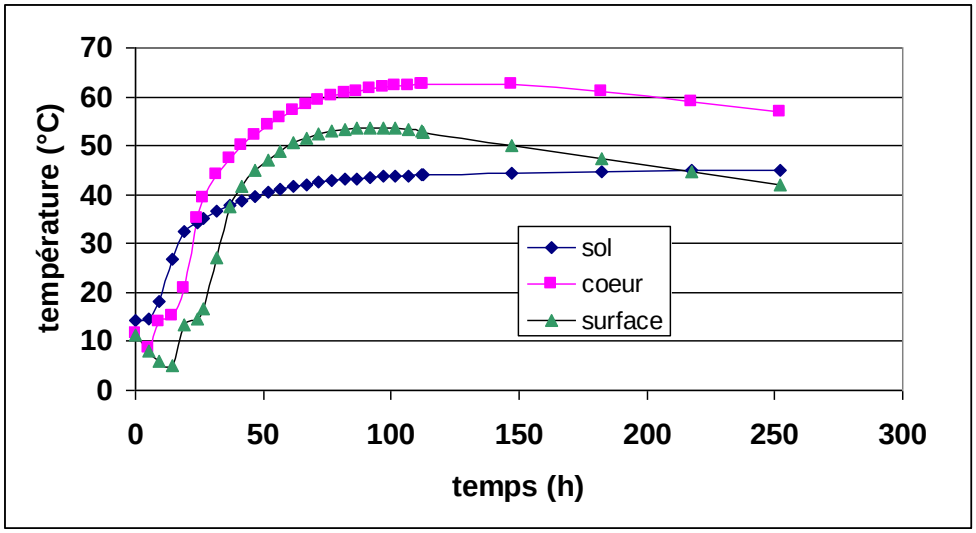


Figure 6 : Elévation de température dans une des semelles de fondation du pont de Normandie. On note l'élévation de température proche de 50°C et la durée du phénomène : 10 jours après le coulage, la température à cœur est toujours voisine de 60°C. On note aussi le gradient entre la température en peau et à cœur [Torrenti, 96].

Les variations de température engendrent des déformations thermiques : une dilatation pendant la phase d'élévation de température et un retrait pendant le refroidissement. Le coefficient de dilatation du béton est d'environ 10 µm/m/°C. Entre le cœur et la peau d'un ouvrage massif, on peut mesurer des différences significatives de température (figure 6) et, par conséquent, des gradients de déformations. De plus, comme nous le verrons plus loin l'hydratation du ciment est thermo-activée, et donc le degré d'hydratation n'est pas homogène au sein de l'ouvrage : au cœur la maturité du béton est souvent plus grande qu'à proximité de la surface. Il existe donc aussi des gradients de propriétés mécaniques (gradient du module élastique, par exemple). Enfin, l'histoire des températures affecte la résistance finale du béton : un béton conservé à 40°C a une résistance finale sensiblement plus faible[1] que le même béton conservé à 20°C (figure 7).

[1] Ceci est bien connu des gens de chantiers qui parlent de « béton d'hiver, béton de fer ». Il n'y a par contre pas de chute de résistance au sens d'une résistance qui passerait par un maximum puis diminuerait.

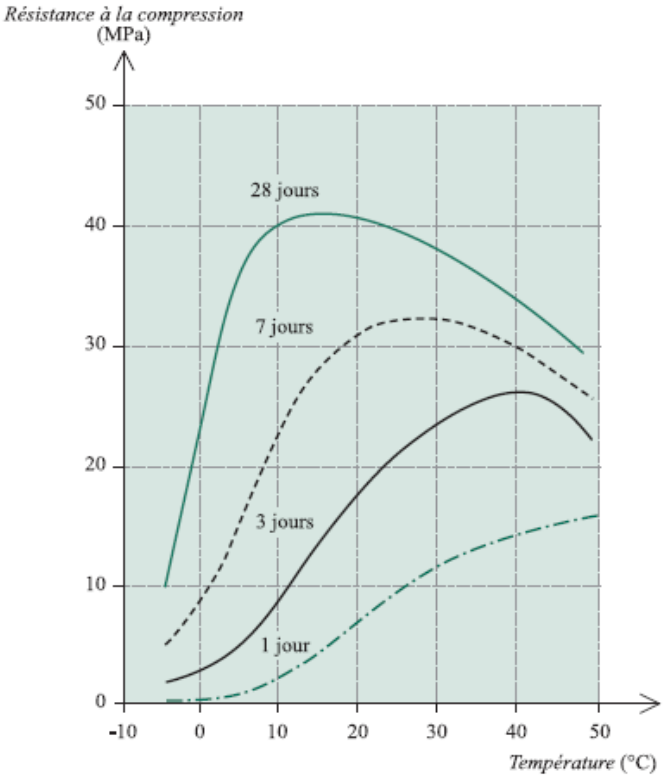


Figure 7 : Influence de la température sur la résistance finaledu béton (Klieger, 1958). On voit bien l'effet de la thermoactivation aux échéances courtes (effet rendu par la loi d'Arrhénius) et le fait que, à plus long terme une température de cure élevée conduit à une résistance plus faible (effet qui ne peut pas être rendu par la loi d'Arrhénius).

Les gradients entre la peau et le cœur, de déformations thermiques et de propriétés mécaniques, provoquent presque inévitablement une fissuration de la peau. En effet, le retrait thermique du béton en surface est empêché par le cœur qui se refroidit plus lentement et qui est plus rigide. En conséquence, la peau est soumise à une contrainte de traction souvent supérieure à sa résistance.

De même, si le retrait est gêné, par exemple par le contact avec un béton plus ancien ou par la forme des pièces, dans la phase de refroidissement, à cause de l'évolution rapide de la rigidité, il n'y a pas symétrie entre la phase de montée en température et la phase de refroidissement[2]. Cela se traduit par l'existence de contraintes de traction dans toute la section des pièces et, souvent, par l'apparition de fissures traversantes (figure 5).

Enfin, rappelons que des températures élevées peuvent entrainer un risque de réaction sulfatique interne.

Prévention de la fissuration due au retrait thermique

Pour prévenir la fissuration liée aux déformations thermiques, il faut d'abord réduire le dégagement de chaleur, soit en diminuant le dosage en clinker (par ajout d'un filler calcaire par exemple), soit en utilisant un ciment à faible dégagement de chaleur au jeune âge. Pour limiter les gradients de température entre le cœur et la peau, l'emploi d'un coffrage isolant permettra de ralentir les échanges thermiques avec le milieu ambiant mais pourra conduire à une température maximale plus élevée.

Il existe d'autre part de nombreux modèles qui permettent de prédire le risque de fissuration liée aux déformations thermiques avec une bonne précision (Buffo-Lacarrière et

[2] Ce qui aurait été le cas si le module avait été constant, aux effets visqueux près.

al, 2011) (Briffaut et al, 2011). Ils permettent aussi de voir l'influence de la composition des bétons et des conditions aux limites. La modélisation des effets thermiques de la réaction d'hydratation se fait au moyen de l'équation de la chaleur :

$$\rho_c \frac{dT}{dt} = -\text{div}(-k\,\text{grad}T) + \dot{Q}$$

où ρ_c désigne la capacité calorifique du béton, k la conductivité thermique, $\dot{Q}$ le taux de chaleur généré par l'hydratation du ciment, T la température et t le temps.

A cette équation, pour déterminer le terme source de chaleur $\dot{Q}$, il faut adjoindre la loi d'Arrhenius qui traduit le caractère thermoactivé de la réaction d'hydratation : les réactions d'hydratation sont accélérées lorsque la température augmente. La loi d'Arrhénius permet de modéliser ce phénomène à partir de l'énergie d'activation du matériau Ea. Cette dernière traduit la sensibilité du matériau à la thermo-activation.

$$\dot{\alpha} = f(\alpha) \cdot \exp\left(-\frac{E_a}{R \cdot T(t)}\right)$$

Avec :
– α : vitesse d'avancement de la réaction (sans unité) ;
– f (α) : fonction dépendant de l'avancement de la réaction ;
– Ea : énergie d'activation « apparente » des réactions d'hydratation (J.mol -1) ;
– R: constante des gaz parfaits (8,314J.mol -1 .K- 1) ;
– T(t) : température absolue fonction du temps (K).

L'énergie d'activation dépend beaucoup de la nature du ciment (Schindler et al, 2005) : Ea est de l'ordre de 30 kJ/mol pour un béton au ciment Portland et de plus de 50 kJ/mol pour un béton contenant un laitier de haut fourneau. Sur chantier, cela a des conséquences sur le temps de prise et la vitesse de durcissement ; un béton fabriqué avec un ciment au laitier (CEM III) réagira plus lentement et sera plus sensible à la température ambiante qu'un béton au ciment Portland (CEM I).

La loi d'Arrhénius est sans doute trop simple pour modéliser précisément la thermo-activation de l'hydratation. Le concept de degré d'avancement est lui-même une simplification des phénomènes d'hydratation des différentes phases du ciment. L'utilisation de plusieurs énergies d'activation, ou d'une énergie d'activation variant en fonction du degré d'avancement, est d'ailleurs un moyen de mieux approcher la cinétique apparente de l'hydratation (Turcry et al, 2002) (D'Aloia et al, 2002). Par exemple, il est possible de définir une énergie d'activation distincte pour la période dormante (avant prise) ; cette dernière peut en effet présenter une sensibilité à la température différente de celle du durcissement au jeune âge. On parle alors de « doublet » d'énergie d'activation [LCPC, 2003].

Malgré ces limites, la loi d'Arrhénius est un outil intéressant pour l'ingénieur puisqu'à la base du concept de temps équivalent et de la maturométrie (prévision des résistances in-situ par enregistrement de la température). Elle permet aussi de comprendre les précautions à prendre en cas de bétonnage par temps chaud ou par temps froid et l'influence de la nature du ciment : compte tenu de la forme de la loi d'Arrhénius, plus l'énergie d'activation est élevée, plus le béton est sensible à la température.

La thermo-activation a deux conséquences. La première est que le paramètre Q ne peut pas être éliminé entre l'équation de la chaleur et la loi d'Arrhenius. En d'autres termes, l'état thermique du béton ne peut être décrit uniquement à l'aide de la température. On a besoin de connaître la quantité de chaleur dégagée Q(t) ou le degré d'avancement□ = Q(t)/Q(∝). La loi d'Arrhenius est une véritable loi d'évolution de ce paramètre. Le degré d'avancement est calculé, au même titre que la température, par la résolution des équations présentées.

La seconde conséquence est qu'il suffit d'effectuer un essai calorimétrique adiabatique ou semi-adiabatique (Boulay et al, 2010), qui donne f(Q), pour prédire le taux de chaleur générée sous différentes conditions. On peut également obtenir cette fonction à partir d'essais mécaniques puisque l'on a une relation quasi linéaire entre le degré d'hydratation et la résistance en compression du béton (Ulm et al, 1998).

3.1.2. Retrait endogène ou d'auto-dessiccation

Mécanisme

Le volume des hydrates formés dans la réaction d'hydratation est nettement inférieur à la somme des volumes des deux constituants, ciment anhydre et eau, qui entrent dans la réaction (contraction Le Chatelier); la différence est comprise, selon les ciments, entre 8 et 12 % du volume initial. Si un tel retrait se produisait il créerait de tels désordres que la construction avec du ciment Portland serait impossible; en fait, dès le début de la prise, ce retrait est gêné par la structure naissante. Il est donc d'intensité beaucoup plus faible (figure 8) et peut alors être interprété comme résultant de l'apparition de tensions capillaires liées à un séchage interne (auto-dessiccation) de la pâte dû à la poursuite de l'hydratation. Il en résulte que le retrait d'auto-dessiccation (ou retrait endogène) n'apparaît que lorsque l'hygrométrie relative dans le matériau devient inférieure à 100% et que son intensité dépend de la chute de cette hygrométrie. Le paramètre fondamental sera donc le rapport E/C qui pilote l'eau disponible dans le béton (Yssorche,1995). La figure 9 montre que les pâtes de ciment de faibles E/C ont une humidité relative interne qui peut descendre jusqu'à 75% alors que les pâtes de forts E/C gardent une humidité relative interne proche de 100%. Ces dernières ne présenteront donc qu'un faible retrait endogène (Buil, 1979). La résistance dépendant directement du E/C, ceci explique pourquoi dans l'Eurocode 2 le retrait endogène est proportionnel à la résistance en compression du béton.

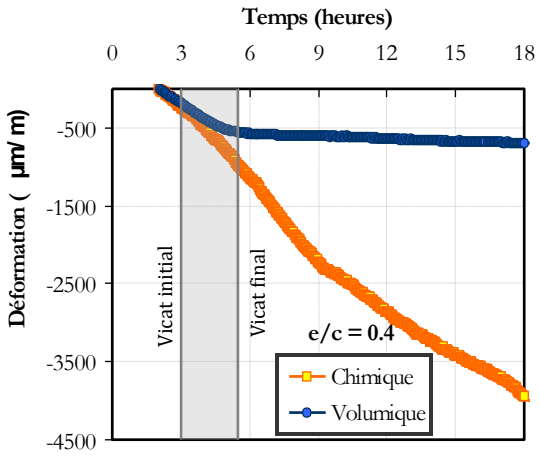


Figure 8 : évolution du retrait endogène comparé à la contraction Lechatelier (Stefan, 2009)

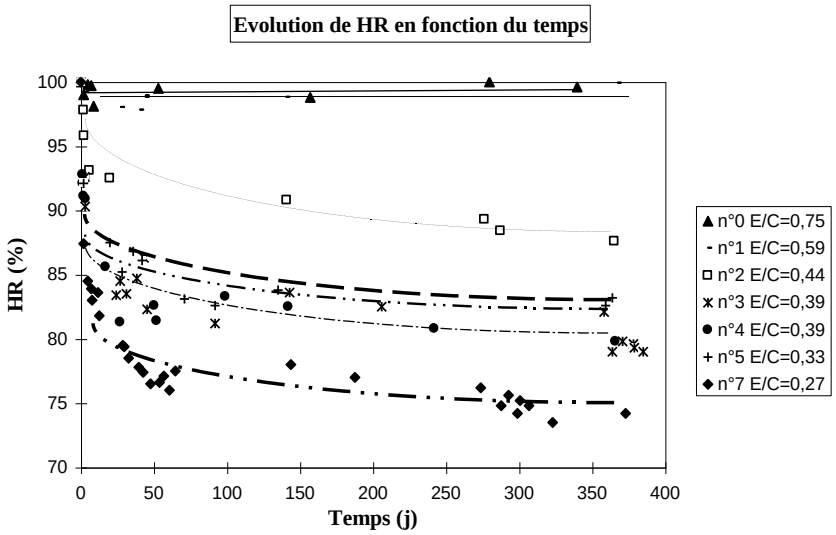


Figure 9 : évolution de l'humidité interne de pâte de ciment de différents E/C(Yssorche, 1995)

Le retrait endogène ajoute ses effets à ceux du retrait thermique vis à vis du risque de fissuration au jeune âge, à tel point qu'il est vain d'augmenter la résistance en traction afin de retarder la fissuration car, si on le fait en diminuant le E/C, le retrait endogène et ses effets augmentent encore plus vite (Torrenti et al, 1993).

Mesure

Pour un essai endogène il est nécessaire d'avoir une étanchéité parfaite de l'échantillon et un contrôle permanent de la température. Il faut de plus démarrer la mesure le plus tôt possible. Notamment, une mesure qui démarre à 24h « perd » une partie du phénomène. Les principales familles d'essais sont les essais volumiques (où on mesure une variation de pesée hydrostatique) et les essais linéiques horizontaux et verticaux, chacune présentant des avantages et inconvénients (Loukili et al, 2000) (Stefan et al, 2012)(Bouasker et al, 2010).

Ces essais nécessitent en général d'être couplés à un autre essai afin de déterminer le seuil de percolation mécanique qui donnera le t0 de la mesure du retrait. Par exemple pour les essais volumiques ce moment correspondra à la divergence entre l'essai de retrait endogène et l'essai de contraction Lechatelier (cf. figure 8). Pour les essais linéiques, une mesure calorimétrique et/ou ultrasonore peut donner l'indication (Weiss, 2003) (Boulay, 2012).

Prévention

Dans le cas d'un béton à hautes performances (rapport E/C inférieur à 0,40) dont les déformations sont gênées, il n'est pas toujours possible d'éviter la fissuration par autodessiccation, mais il est tout à fait possible de limiter l'ouverture des fissures, par différents moyens :

- en calculant les contraintes supplémentaires engendrées et en en tenant compte dans la conception de l'ouvrage (ferraillage, précontrainte). L'Eurocode 2-3 donne une méthodologie de cette approche ;
- en maintenant une cure humide, dès la fin de la mise en place, à la surface du béton, par arrosage, brumisation, protection par une toile humide ou par un film plastique qui stoppe toute évaporation ;
- en utilisant des agents réducteurs de retrait (Tanaka et al, 1997), (Shah et al, 1998), (Nmai et al, 1998) qui peuvent être ajoutés au malaxage ou au produit de cure (ils seront alors

imprégnés dans le béton). Il s'agit d'agents tensio-actifs, assez chers, qui peuvent êtreefficaces et qui réduisent les tensions superficielles, donc la dépression capillaire ;

- en soignant l'homogénéité et la régularité de la fabrication afin d'éviter des retraits localement différés :
  i. régularité des approvisionnements en ciment, adjuvants et granulats ;
  ii. régularité de fabrication (dosages, introduction des adjuvants, durée de malaxage), d'où l'intérêt de l'enregistrement des paramètres de fabrication;
  iii. régularité du processus de mise en place et de I'énergie développée lors de la vibration.

4. LA QUESTION DE BETONS AVEC AJOUTS

De plus en plus on essaye d'utiliser des bétons dans lesquels une partie du ciment Portland est remplacée par un autre matériau comme le laitier de haut-fourneau (soit par usage d'un ciment composé de type CEMIII soit en ajoutant directement le laitier lors du malaxage du béton). Les bétons au laitier présentent en effet des avantages : une plus basse chaleur d'hydratation, une résistance aux agents agressifs comme les sulfates et un bilan environnemental favorable. Néanmoins, plusieurs sinistres sur des structures réelles ont montré une susceptibilité à la fissuration par retrait gêné des bétons au laitier (Darquenne et Benboudjema, 2013). La figure 10 montre l'exemple de la fissuration d'un radier, avec passage d'eau (remontée de nappe) à travers les fissures. La susceptibilité plus grande de ces bétons provient d'une hydratation plus lente se traduisant par une montée en résistance plus lente accompagnée d'un retrait endogène plus important, effets compensant une chaleur dégagée plus basse.



Figure 10 : exemple de fissuration d'un radier de bassin d'orage utilisant un ciment avec laitier. Lorsque la nappe phréatique est au-delà du niveau supérieur du radier l'eau passe à travers les fissures indiquant que celles-ci sont traversantes.

5. CONCLUSION

Les premières heures de la vie du béton sont très importantes tout d'abord pour la mise en œuvre pratique du matériau et ensuite pour le bon déroulement du chantier. La réaction d'hydratation du ciment étant exothermique et thermo-activée, dans les pièces massives la température du béton peut atteindre des valeurs très élevées. Il s'ensuit, lors du refroidissement, des problèmes de gradient de température et un retrait thermique qui s'ajoute au retrait endogène dû à la réaction d'hydratation. Dans les pièces massives il convient de prendre des précautions vis-à-vis de ces phénomènes. Enfin, au jeune âge il est très important pour sa durabilité qu'une cure soit pratiquée afin d'éviter une dessiccation précoce pouvant générer un retrait plastique mais aussi une hydratation incomplète.

Références bibliographiques

(ACI, 1996) ACI 305R-96. "Hot Weather Concreting." Manual of Concrete Practice, Part 2. Farmington Hills: American Concrete Institute, 1996.

(ACI 99) ACI Manual of Concrete Practice, Part 2, Construction practices and inspection pavements, ACI 305R-91, 1999.

(Bouasker et al, 2010) Bouasker, M., Mounanga, P., Khelidj, A., Coué, R., Free autogenous strain of early-age cement paste: Metrological development and critical analysis, Advances in Cement Research, Volume 22, Issue 1, 1 January 2010, Pages 59-60.

(Boulay, 2012) Boulay C., Test rig for early age measurements of the autogenous shrinkage of a concrete. In: Toutlemonde F, Torrenti J-M (eds) Proceedings of the RILEM-JCJ International Workshop ConCrack 3, 2012, pp 111–122.

(Boulay et al, 2010) C. Boulay, J.M. Torrenti, J.L. Andre, R. Saintilan, Calorimétrie quasi adiabatique pour bétons : facteurs d'influence, BLPC , n°278, octobre-décembre 2010.

(Buil, 1979) M. Buil, Contribution à l'étude du retrait de la pâte de ciment durcissante, Thèse de l'ENPC, 1979.

(Buffo-Lacarrière et al, 2011) Laurie Buffo-Lacarriè re, A. Sellier, A. Turatsinze, G. Escadeillas, Finite element modelling of hardening concrete: applicationto the prediction of early age cracking for massivereinforced structures, Materials and Structures, 44, pP.1821–1835, 2011.

(Briffaut et al, 2011) M. Briffaut, F. Benboudjema, J.M. Torrenti, G. Nahasa, Numerical analysis of the thermal active restrained shrinkage ring test to study the early age behavior of massive concrete structures, Engineering Structures, Volume 33, Issue 4, April 2011, Pages 1390–1401.

(D'Aloia et al, 2002) L. D'Aloia, G. Chanvillard, Determining the ''apparent'' activation energy of concrete—numerical simulations of the heat of hydration of cement, Cement and Concrete Research, Volume 32, Issue 8, August 2002, Pages 1277-1289.

(Delmi et al, 2006) M.M.Y. Delmi, ,A. Aït-Mokhtar, O. Amiri, Modelling the coupled evolution of hydration and porosityof cement-based materials, Construction and Building Materials, 20, p. 504–514, 2006.

(Dhir et al, 1989) Dhir R.K., Hewlett P.C., Chan Y.N., "Near surface characteristics ofconcrete: intrinsic permeability". Mag. Concr. Res., 41, 147, 1989, p. 87-97.

(Khelidj et al., 98)Khelidj A., Loukili A., Bastian G., Etude expérimentale du couplage hydro-chimique dans les bétons en cours de maturation : incidence sur les retraits,Materials and Structures, 31, 588-594 (1998)

(Klieger, 1958) P. Klieger, "Effect of Mixing and Curing Temperature on Concrete Strength", Research Department Bulletin RX103, Portland Cement Association, 1958

(LCPC, 2003) Résistance du béton dans l'ouvrage – Lamaturométrie, Guide technique, LCPC, 2003

(Loukili et al, 2000) Loukili, A; Chopin, D; Khelidj, , JY Le Touzo, "A new approach to determine autogenous shrinkage of mortar at an early age considering temperature history", Cement And Concrete Research Volume: 30 Issue: 6 Pages: 915-922

(Nmai et al, 1998)Nmai C.K., Tomita R., Hondo F., Bufferibarger J., « ShrinkageReducing Admixtures », Concrete International , 20, 4, pp. 31-37,April 1998.

(Schindler at al, 2005) A.K. Schindler, K.J. Folliard, Heat of hydration models for cementitious materials, ACI Mater. J. 102 (1) (2005) 24–33.

(Shah et al, 1998) Shah S.P., Weiss W.J., Yang W., « Shrinkage Cracking – Can it beprevented ? », Concrete International , 20, 4, pp. 51-55, April 1998.

(Stefan et al, 2012) Stefan L., Benboudjema F. , Torrenti J.M., Bissonette B., Modeling concrete at early age using percolation, Advanced Structured Materials, Volume 1, Issue 1, 2012, Pages 333-346.

(Stefan, 2009) L. Stefan, Etude expérimentale et modélisation de l'évolution des propriétés mécaniques au jeune âge dans les matériaux cimentaires, Thèse de l'ENS Cachan et de l'Université de Laval, 2009.

(Tanaka et al, 1997) Tanaka S., Hohjoh Y., Yamaguchi O., Tomita R., « Long-termDurability of Concrete with organic Shrinkage Reducing Agent »,Fourth CANMET/ACI International Conference on Durability ofConcrete , SP-170, American Concrete Institute , Farmington Hills,Mich., pp. 1577-1590, 1997.

(Torrenti et al, 1993) J.M. Torrenti, F. de Larrard, P. Acker, "BHP et ponts mixtes", Bulletin OA n°16, Setra, nov. 1993.

(Torrenti, 96) J.M. Torrenti, « Comportement mécanique du béton – Bilan de six années de recherche », collection études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, série ouvrages d'art OA23, 1996.

(Turcry et al, 2002) Ph. Turcry, A.Loukili, L.Barcelo, J.- M.CasabonneCan the maturity concept be used to separate the autogenous shrinkage andthermal deformation of a cement paste at early age?Cement and Concrete Research, Volume 32, Issue 9, September 2002, Pages 1443-1450

(Ulm et al, 1998) Ulm, F.J., &Coussy, O. , Couplings in early-age concrete from material modelling to structural design. International Journal of Solids and Structures, 35(1–2), 4295–4311.

(Weiss, 2003)Weiss J., Experimental determination of the ''time zero'' t0 (maturity 0, m0). In: Bentur A (ed) Early age cracking in cementitious systems, report 25 RILEM, report of the RILEM Technical Committee TC 181-EAS: early age shrinkage induced stresses and cracking in cementitious systems, chapter 6.1, p. 388.

(Yssorche, 1995) M.-P.Yssorche, Microfissuration et durabilité des bétons à hautes performances, Thèse de l'INSA de Toulouse, 1995.

Etude de l'influence de la présence de fraisats d'enrobés sur les propriétés du béton hydraulique au jeûne âge

Sawssen El Euch BenSaïd[1] , Saloua El Euch Khay[1], Amara Loulizi[3]

1 : Institut supérieur des études technologiques, ISET de Radès, Laboratoire Matériaux, Optimisation et Energie pour la Durabilité (LR-MOED-ENIT) Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis
3 : Université de Tunis El Manar , LR-MOED- ENIT.
E-mail du premier auteur: sawsseneleuch@yahoo.fr

Résumé
Le recyclage des fraisats d'enrobés dans les bétons hydrauliques est une technique qui s'inscrit dans une démarche de développement durable et ce en valorisant les matériaux existants et en limitant le recours à l'emprunt de matériaux neufs permettant ainsi de préserver les ressources naturelles en granulats.
Dans le présent travail, on présente une étude expérimentale sur le béton de fraisat au jeûne âge. Des essais de mesure de temps de prise, de pourcentage d'air et de la cinétique de la réaction d'hydratation de ciment ont montré que le recyclage de fraisat dans le béton de ciment est sans effet considérable sur le comportement de béton au jeûne âge.'.

Mots clés : *chaussée, recyclage, fraisats, jeune âge, hydratation du béton.*

1. INTRODUCTION

Le recyclage des fraisats d'enrobés dans les bétons hydrauliques est une technique qui a démontré, par les nombreuses applications réalisées dans plusieurs pays, son intérêt économique et sa valeur technique. Cependant, elle reste mal connue et non utilisée en Tunisie où aucun projet de recyclage des fraisats dans les bétons routiers n'a été réalisé.

Plusieurs travaux de recherches à travers le monde ont été réalisés sur le béton de fraisat et ont aboutis à des résultats intéressants qui montrent la possibilité de l'utilisation de ce matériau dans le domaine routier [1,3]. Cependant, les recherches sur la caractérisation du béton de fraisat à l'état frais et notamment sur la cinétique de la réaction d'hydratation sont rares voire inexistants.

Dans des travaux antérieurs, réalisés sur des fraisats locaux, l'équipe de recherche a étudié l'influence de la substitution des granulats neufs par des fraisats dans la formulation du béton hydraulique. Des essais sur des bétons avec incorporation de différents pourcentages de fraisat (0, 20, 40, 60, 75 et 100%) ont été examinés. Le pourcentage étant relatif au volume total des granulats. Il a été constaté que plus le dosage de fraisat est important plus les résistances à la compression et à la traction par fendage et par flexion ainsi que le module d'élasticité diminuent. Cependant, jusqu'à un pourcentage de fraisat égal à 40% , les valeurs des caractéristiques mécaniques exigées pour que le béton soit utilisable en corps de chaussée (à savoir une résistance à la compression de 20MPa et une résistance à la traction par fendage de 2MPa à 28 jours [4]) sont satisfaites [5].

Dans le présent travail, on présente une étude expérimentale sur le comportement de béton de fraisat au jeûne âge. En effet, le recyclage de matériaux bitumineux dans un béton de ciment fait coexister au sein d'un même matériau le bitume et le ciment. Cette association peut entrainer un questionnement sur d'éventuelles incompatibilités qui pourraient entrainer des problèmes notamment sur le béton frais. Ainsi des essais de mesure de temps de prise, de pourcentage d'air et d'étude de la cinétique de la réaction d'hydratation de ciment ont été réalisés.

2. IDENTIFICATION DES MATERIAUX

Le béton de fraisat est composé principalement de fraisat, d'agrégats neufs : gravier et sable, de ciment et d'eau. Le fraisat d'enrobé utilisé provient du fraisage de la chaussée d'une route nationale. Sa teneur en bitume est de 5% en moyenne. Ce dernier est de classe 35/50 et de 14

ans d'âge. Les granulats neufs utilisés dans cette étude sont: un gravier 4/20 et un sable 0/4. Les courbes granulométriques des matériaux utilisés sont représentées dans la figure 1. La masse volumique, l'indice de plasticité et le coefficient d'absorption des matériaux sont déterminés et montrés au tableau 1.

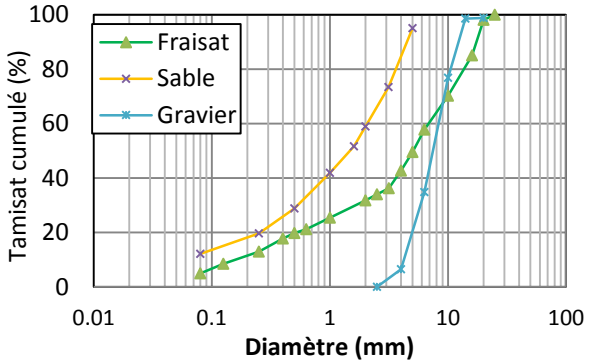


Tableau 1. Caractéristiques des matériaux

	Fraisat	Gravier	Sable
Masse volumique (g/cm^3)	2,36	2,52	2,56
Indice de plasticité, Ip	Ind	Ind	Ind
Coef d'absorption	0,9	1,5	0,7

Figure 1. Courbes granulométriques

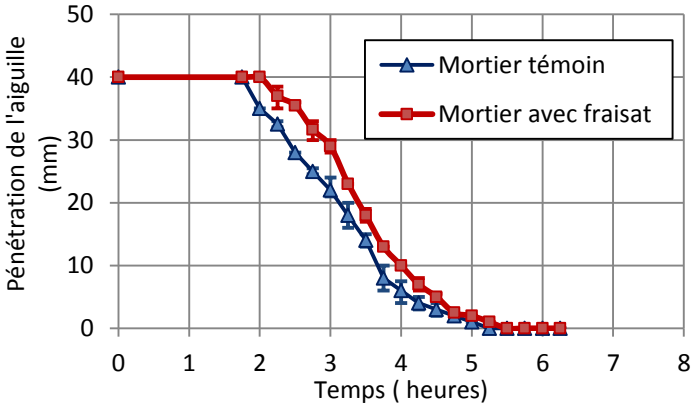
3. MESURE DE TEMPS DE PRISE

Le but est d'étudier l'influence de l'introduction des fraisats sur les temps de début et de fin de prise. Le temps de prise est déterminé à l'aiguille de Vicat (Fig.2.a) suivant la norme.NF EN 480-2 [6]. Deux mortiers ont été testés. Un mortier témoin contenant 100% du sable naturel et un mortier avec fraisat contenant 100% du sable de fraisat. Les deux mortiers sont fabriqués avec le même rapport eau/ciment puis la quantité d'eau a été ajustée afin d'obtenir pour chaque mortier une consistance normale (6mm ± 1mm). Trois échantillons ont été testés pour chaque mortier pour prendre une valeur moyenne.

La figure 2.b montre l'évolution de la pénétration de l'aiguille de l'appareil de Vicat dans le mortier au cours du temps. Les deux courbes ont des allures semblables. Les temps de début et fin de prise des deux mortiers sont peu différents avec un léger décalage pour le début de prise où un retard de 15 minutes a été enregistré pour le mortier à base de fraisat. Nous pouvons donc constater que l'introduction de fraisat ne perturbe pas la prise du ciment.



a) Appareil de Vicat



b) Prise des mortiers

Figure 2. Mesure de temps de prise

4. MESURE DE LA TENEUR EN AIR

Il s'agit de mesurer la teneur en air occlus du béton frais. Cette valeur donne une première indication concernant la compacité du mélange. Elle est mesurée avec un aéromètre (figure3.a) suivant la norme NF P18-353 [7]. L'essai a été réalisé sur des bétons avec incorporation de différents pourcentages de fraisat allant de 0 à100%. Les six formules testées ont été conçues selon la méthode de De Larrard [8]. Le dosage en ciment est pris égal à 330 kg/m^3 et le rapport E/C =0,6 pour toutes les formules. Le tableau1 présente les compositions de bétons testés.

La figure 3.b montre que la teneur en air n'a pas eu un changement important. Cependant, il y a une tendance que le béton à haute teneur en fraisat a une teneur en air légèrement plus élevé.

5. ETUDE DE LA CINETIQUE DE LA REACTION D'HYDRATATION

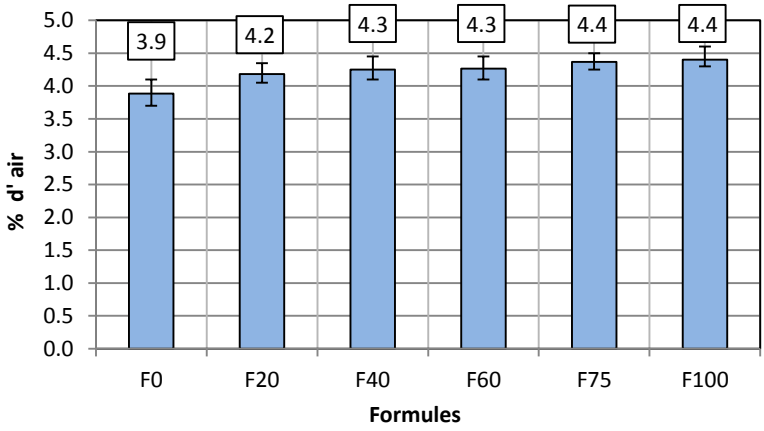
On étudie dans cette partie, l'influence de la présence de bitume issu de recyclage de fraisat sur le processus d'hydratation de ciment. La cinétique de l'hydratation est considérée comme indicateur sur les modifications possibles lors de déroulement de l'hydratation de ciment

Tableau 2.Composants des formules de béton de fraisat

Formule	Fraisat (%)	Eau (kg/m^3)	Ciment (kg/m^3)	Fraisat (kg/m^3)	Gravier (kg/m^3)	Sable (kg/m^3)
F0	0	198	330	0	965	806
F20	20	198	330	328	772	645
F40	40	198	330	656	579	484
F60	60	198	330	984	386	323
F75	75	198	330	1312	241	202
F100	100	198	330	1640	0	0



a) Aéromètre



b) Pourcentage de l'air

Figure 3. Mesure de la teneur en air

5.1. Protocole et déroulement de l'essai

Deux bétons ont été examinés. Un béton dont tous les granulats sont issus de fraisat F100 et un béton ordinaire sans fraisat F0. Le but est d'étudier l'effet de la présence de bitume du fraisat sur la chaleur dégagée lors de l'hydratation du ciment. Afin de mesurer, de suivre et de comparer la température dégagée tout au long de l'hydratation de ciment des deux bétons testés, l'essai semi-adiabatique a été réalisé suivant la norme NF P 15-436 [9]. Les deux éprouvettes testées ont été introduites dans les calorimètres simultanément dés la gâchée. La température ambiante a été conservée constante égale à 20°C. La température des éprouvettes a été relevée à des intervalles successifs de temps pendant 7 jours.

5.2. Résultats et discussions

L'hydratation d'une pâte de ciment est un processus thermo-activé qui peut être pris en compte par une loi de type Arrhenius. L'évolution du degré d'hydratation est décrite par la relation donnée dans l'Eq. (1) [10]:

$$\dot{\xi} = \dot{\widehat{A}}(\xi)\exp(-\frac{E_a}{RT}) \qquad \text{Eq. (1)}$$

ξest le degré d'hydratation,$\widehat{A}(\xi)$désigne l'affinité chimique en 1/s,Ea est l'énergie d'activation en J.mol^{-1}, R désigne la constante des gaz parfaits (8,314 J mol^{-1} K^{-1}) et T est la température absolue en K.L'affinité chimique est une fonction qui décrit le processus de dissolution/précipitation et de micro-diffusion de l'eau qui réagit avec les grains de ciment anhydres [10].

L'évolution de la température adiabatique est déduite de l'équation de conservation de l'énergie en supposant que la température de l'éprouvette est uniforme. Dans le calorimètre semi adiabatique, une partie de la chaleur libérée due à l'hydratation du ciment augmente la température de l'échantillon tandis qu'une autre partie augmente la température du calorimètre et le reste se décharge vers l'extérieur. Pour le calorimètre, ces effets sont exprimés par la relation donnée dans l'Eq.(2)[9].

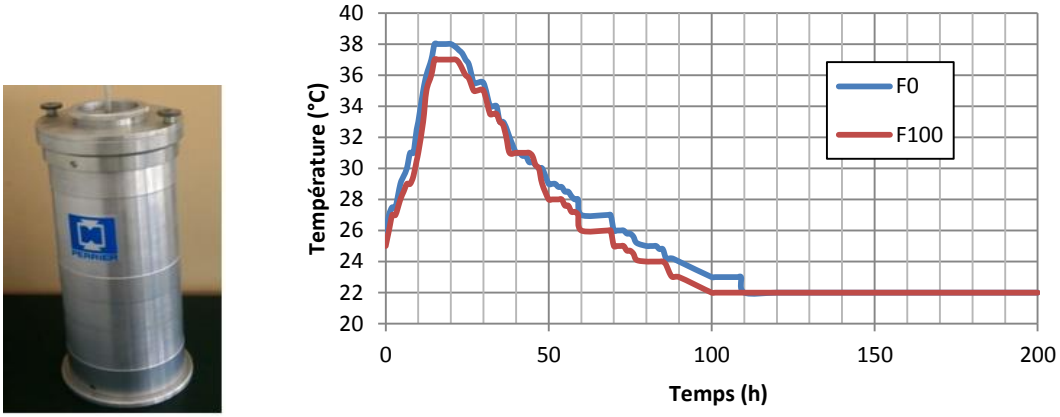
$$Q(t) = C_{béton}\left(T_{adia}(t) - T_{béton}(0)\right) = C_{tot}\left(\theta(t) - \theta(0)\right) + \int_0^t \left(a + b\theta(u)\right)\theta(u)du \qquad \text{Eq.(2)}$$

Q(t) est la quantité de chaleur dégagée à l'instant t, θ(t)est la différence de température entre le béton et l'extérieur, θ(0) est la température initiale et a et b sont les coefficients de déperdition du calorimètre qui ont pour valeurs respectives (69,7 J h^{-1} K^{-1} et 0,113 J h^{-1} K^{-2}) et C_{tot} est la capacité calorifique de l'ensemble calorimètre-échantillon. Elle est calculée à partir de la relation donnée dans l'Eq. (3)

$$C_{total} = C_c m_c + C_G m_G + C_w m_w + \mu \qquad \text{Eq(3)}$$

m_c, m_G et m_w sont les masses respectives de ciment, de granulat et de l'eau et Cc, C_G et C_w :les capacités calorifiques de ciment, de granulat et de l'eau qui ont pour valeurs respectives 836, 730 et 4190 J kg^{-1} K^{-1}[11].µest la capacité calorifique du calorimètre prise égale à 364J K^{-1}.

Une fois la capacité calorifique du béton est connue, Q(t) est déduit des courbes représentant l'évolution de la température de l'éprouvette du béton à l'intérieur du calorimètre illustrées dans la figure 4.b suivant l'Eq (2).



a) Calorimètre semi- adiabatique *b) Evolution des températures du béton.*

Figure 4. Essai calorimétrique.

On calcule alors l'augmentation de la température dans l'éprouvette placée dans des conditions adiabatiques par la relation donnée dans Eq(4) [10].

$$T_{adia}(t) = T_{béton}(0) + \frac{Q(t)}{C_{béton}} \qquad \text{Eq. (4)}$$

L'évolution du degré d'hydratation ξ en fonction du temps est ensuite déterminée par la relation donnée par la relation donnée dans l'Eq. (5) [10] et elle est illustrée par la Figure 6.

$$\xi(t) = \xi_\infty \frac{T_{adia}(t) - T_{adia}(0)}{T_\infty^{adia} - T_0^{adia}} \qquad \text{Eq.(5)}$$

Le degré d'hydratation est compris entre 0 et une valeur ultime notéeξ∞ atteinte à la fin de l'hydratation et calculé par la relation donnée dans l'Eq.(6) [10]

$$\xi_\infty = 1 - \exp\left(-3.33 \times \frac{E}{C}\right) \qquad \text{Eq. (6)}$$

La figure 4.b montre que la température maximale est atteinte après 15 heures pour les deux échantillons. Elle est de 38°C pour le béton à 0% de fraisat et de 37°C pour le béton à 100% de fraisat. Au bout de 110heures d'essai, la chaleur d'hydratation est quasiment stabilisée, les courbes des deux échantillons sont confondues.

La figure 5 montre que la température adiabatique atteint une valeur de 64,3°C pour la formule F0 et 60,6°C pour la formule F100. Les deux courbes sont semblables. La différence

est peu significative elle est de l'ordre de 6%. La figure 6 présente l'évolution du degré d'hydratation des deux échantillons. Le degré d'hydratation se stabilise à une même valeurξ_∞ (égale à 0,91) puisque le rapport E/C est pris constant (égal à 0,6) pour les deux formules.
On peut donc conclure que le durcissement de béton de fraisat F100 se fait avec une élévation de température voisine de celle du béton ordinaire F0 et que les deux bétons présentent des degrés d'hydratation très proches.

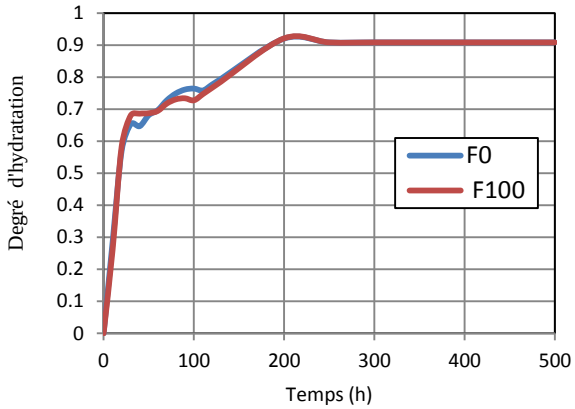


Figure.5.Evolution des températures adiabatiques.

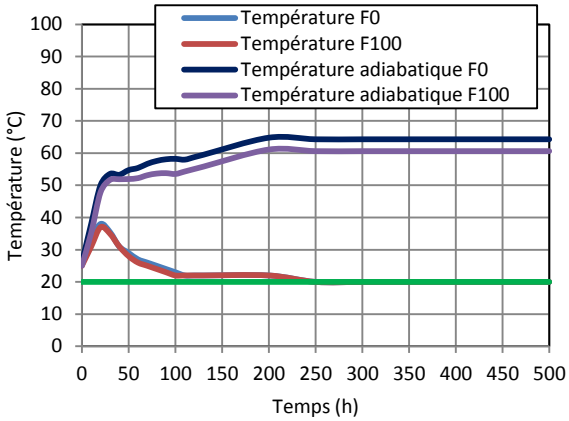


Figure.6.Evolution du degré d'hydratation.

La cinétique d'hydratation du ciment n'est pas donc modifiée par la présence de fraisat. Ce dernier n'a pas par conséquence d'effet sur la vitesse d'hydratation du ciment. Ainsi, la substitution des granulats de béton par des fraisats n'a aucun effet sur le processus d'hydratation de ciment et le béton de fraisat ne pose pas de problème particulier compte aux déformations de dilatation et de contraction de béton à jeune âge.

6. CONCLUSION

Dans un contexte de développement durable, et dans le but de valoriser les fraisats d'enrobés provenant de la déconstruction des anciennes chaussées, une étude expérimentale a été réalisée sur le béton de fraisat afin de déterminer l'influence de l'ajout de ces matériaux sur les caractéristiques du béton au jeune âge. Les résultats des différents essais réalisés permettent de tirer les conclusions suivantes:

- l'introduction de fraisat ne perturbe pas la prise du ciment,
- la teneur en air n'a pas eu un changement important en fonction de l'augmentation de pourcentage de fraisat introduit dans le béton,
- la présence de fraisat dans le béton n'a pas d'effet sur le processus d'hydratation de ciment.

Références bibliographiques

[1] Okafor, F. O. ,2010,. Performance of Recycled Asphalt Pavement as Coarse Aggregate in Concrete. Leonardo Electronic Journal of Practices and Technologies, Issue 17, pp.47-58.
[2] Bermel, B.N. ,2011,. Feasibility of Reclaimed Asphalt Pavement as Aggregate in Portland Cement Concrete Pavement. Master of Science Thesis, Montana State University,
Bozeman, Montana, 195 p.
[3] Mathias, V., T. Sedran, F. de Larrard. ,2004,. Recycling Reclaimed Asphalt Pavement in Concrete Roads. International RILEM Conference on the Use of Recycled Materials in Buildings and Structures, Barcelona, Spain, 10 p.
[4] AFNOR. ,1992, "Chaussées en béton de ciment, exécution et contrôle ", NFP 98-170
[5] El Euch Ben Saïd S., El EuchKhay S., Loulizi A., 2014, Valorisation des fraisats d'enrobé dans le béton hydraulique routier, JSFM-CMC.
[6] NF EN 480-2, novembre 1996, Adjuvants béton, mortiers et coulis. Méthodes d'essais. Partie 2 : détermination du temps de prise
[7] NF P 18-353, juin 1985, Adjuvants béton, mortiers et coulis. Mesure du pourcentage d'air occlus dans un béton frais à l'aéromètre à béton

[8] De Larrard F. Concrete Mixture- Proportioning, 1999, A scientific Approach. Modern Concrete Technology Series, N° 9, E & FN SPON, London;.
[9] NF P 15-436, Mesure de la chaleur d'hydratation des ciments par calorimétrie semiadiabatique dite méthode du calorimètre de Langavant, AFNOR, 1988.
[10] Waller V., 2000, Relation entre composition des bétons, exothermie en cours de prise et résistance en compression, collection études et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, série ouvrages d'art :OA35-LCPC,Parie in French,.
[11] Boulay C., TorrentiJ.L.,Andre,R. Saintilan, 2010, Quasi-adiabaticcalorimetry for concretes : Influential factors , Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées 278 pp 19-3

Étude des propriétés mécaniques d'un béton autoplaçant incorporant des granulats de caoutchouc en fonction du degré d'hydratation

Ahmed Gargouri[1,4], Atef Daoud [1,3], Amara Loulizi [2], Abderrazak Kallel [1,5]

[(1)]: Université de Tunis El Manar, Ecole Nationale d'ingénieurs de Tunis, Laboratoire de Génie Civil, BP37, 1002 Tunis, Tunisie.

[(2)]Université de Tunis El Manar, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Laboratoire des Matériaux, Optimisation et Energie pour la Durabilité (LR-MOED-ENIT) LR-11-ES16, Tunisie.

[(3)] : Université de Sfax, Ecole Nationale d'ingénieurs de Sfax, 6029, Gabes, Tunisie.

[(4)] : Institut supérieur des études technologiques de Sfax, 3099, Sfax, Tunisie.

[(5)]Salman bin Abdulaziz University, College of Engineering, Civil Engineering Department, BP 655, 11942, Al-Kharj, KSA;

E-mail de l'auteur: ahmedgargouri340@gmail.com

Résumé

La possibilité de concevoir un béton autoplaçant avec des granulats de caoutchouc est particulièrement intéressante dans la mesure où ce matériau réunit les propriétés d'un BAP (fluidité, absence de ségrégation…) et celles d'un matériau issu de la valorisation des déchets industriels ce qui permet de donner un composite plus avantageux.

Les recherches sur le béton autoplaçant à l'état durci étant nombreuses, nous nous sommes intéressés dans cet article à l'étude de l'évolution des propriétés mécaniques à jeune âge en fonction du taux de substitution des granulats par des granulats de caoutchouc.

Les essais entrepris dans cette étude ont mis en évidence que le seuil de percolation mécanique augmente avec l'augmentation du taux de substitution des granulats alors que l'évolution de la résistance à la compression du béton autoplaçant à base de granulat de caoutchouc suit la même loi que celle du béton autoplaçant.

1. INTRODUCTION

Les bétons autoplaçants sont des bétons sophistiqués classés comme nouveaux bétons selon KMA Hossain et al. [1] décrit comme les plus révolutionnaires dans la technologie du béton au cours des deux dernières décennies en raison de leur impact sur la viabilité économique et environnementale de l'industrie de la construction Figueiras H et al.[2]. Ils offrent les avantages de l'augmentation du taux de productivité, de réduire la main-d'œuvre, et l'élimination de la consommation du carburant et le bruit lié à l'utilisation de la vibration (revendication de EFNARC. [3]).

Le béton autoplaçant, bien que développé dans le but de faire un coulage plus facile sans vibration, est un nouveau type de béton qui atteint des résistances et une durabilité plus élevé en comparaison avec le béton de ciment Portland ordinaire , grâce à l'ajout de la poudre fine de calcaire (filler)et adjuvants appropriés, c'est-à dire super plastifiants et agents de modification de viscosité (agent colloïdal) [4-5].

La possibilité de concevoir un béton autoplaçant avec des granulats de caoutchouc parait particulièrement intéressante dans la mesure où ce matériau réunit les propriétés d'un BAP (fluidité, absence de ségrégation etc.) et celles d'un matériau issu de la valorisation des déchets industriels ce qui permet de donner un composite plus avantageux.

Les applications possibles de ce composite sont nombreuses à savoir les chaussées, les dallages, les parois etc. …Ces ouvrages généralement considérés comme ouvrages massifs sont soumis à plusieurs types de déformations pendant le processus d'hydratation du béton Waller et al. [6]. En effet, la nature exothermique de la réaction chimique du ciment peut induire des déformations de dilatation et de contraction à jeune âge pouvant donner lieu à des fissures qui peuvent compromettre la durabilité de ces ouvrages.

Dans ce papier on s'intéresse à la variation des propriétés mécaniques d'un béton autoplaçant caoutchouté en fonction du degré d'hydratation. Dans la littérature, tous les chercheurs ont

donné beaucoup d'importance au comportement du béton autoplaçant caoutchouté à l'état durci, or, pour ce travail, nous nous sommes intéressés en particulier au comportement à jeune âge. Nous pensons que l'évaluation du comportement du béton autoplaçant incorporant des granulats de caoutchouc à jeune âge conditionne son comportement futur et ainsi la durabilité de l'ouvrage.

2. MATERIAUX UTILISES ET FORMULATION

Comme liant, nous avons utilisé un ciment Portland de type CEMI 42.5 N conforme à la norme NT 47.01 [7]. Pour limiter le dosage en ciment, sachant que le volume de la pâte requis dans un BAP est toujours plus important en comparaison avec un béton classique vibré, nous avons utilisé un complément en filler calcaire (CaCO3 > 99%) comme additif minéral.

Un sable local (0-4 mm) et un gravier en deux coupures (4-8 mm) et (8-16mm) calcaire concassé ont été utilisés comme granulats. Ils ont une densité de 2,608 ; 2,737 et 2,760 respectivement.

Les inclusions en caoutchouc utilisées sont obtenues par broyage de pneus usagés non réutilisables et les dimensions des grains sont comprises entre 2 et 8 mm sous deux coupures 2-4et 4-8. Ils ont une densité de 1,2 et la mesure de leur coefficient d'absorption d'eau a conduit à une valeur négligeable.

Pour atteindre les propriétés d'un BAP à l'état frais, l'adjuvant retenu est un super plastifiant haut réducteur d'eau polyvalent contenant un agent colloïdal.

Les tableaux 1 et 2 résument respectivement les formulations des BAP retenus ainsi que les résultats des essais rhéologiques.

Tableau 1 : Formulations des bétons autoplaçants caoutchoutés

Formulation du BAP	BAP0C	BAPC 10C	BAPC 20C	BAPC 30C
Formulation : Quantités des matériaux (en Kg/m3)				
Ciment CEM I 42,5	350	350	350	350
Gravier concassé (4/8)	540	486	432	258,2
Gravier concassé(8/16)	360	360	360	360
Sable d'oued (0/4)	900	810	720	746,2
Filler	100	100	100	100
Eau	194,25	194,25	194,25	194,25
Adjuvant	7,7	7,7	8,75	9,5
Granulat de caoutchouc (0/4)	0	41,4	82,6	70,8
Granulat de caoutchouc (4/8)	0	23,6	47,4	123,6
Total granulat de caoutchouc	0	65	130	194,4

Tableau2 : Valeurs des essais rhéologiques

Formulation	BAP0C	BAP 10C	BAP 20C	BAP 30C	Recommandations AFGC
Valeurs des essais à l'état frais					
Slump test (mm)	700	710	710	710	700±10
Boite en L	0,84	0,86	0,84	0,82	0.80
Stabilité au tamis	7,48	1,01	2,37	5,76	≤15
air occlus (%)	1,9	2,35	2,48	3,2	
Densité (kg/m3)	2402	2296	2181	2061	

Nous pouvons affirmer que les compositions trouvées ci-dessus répondent aux recommandations de l'Association Française de Génie Civil (AFGC) pour les différentes propriétés rhéologiques.

3. DEGRE D'HYDRATATION

L'hydratation d'une pâte de ciment est un processus thermo-activé (exothermique) qui peut être pris par une loi de type Arrhenius. L'évolution du degré d'hydratation peut être décrite par la relation suivante : $\dot{\xi} = \dot{A}(\xi)\exp(-\frac{E_a}{RT})$ (1)

Où ξ est le degré d'hydratation, $\dot{A}(\xi)$ désigne l'affinité chimique, Ea est l'énergie d'activation [J.mol-1], R désigne la constante des gaz parfaits [8.314 J.mol-1.K-1] et finalement T est la température en Kelvin. L'affinité chimique normalisée peut être obtenue expérimentalement par un essai adiabatique ou semi adiabatique. L'évolution de la température adiabatique est déduite de l'équation de conservation de l'énergie en supposant que la température de l'éprouvette est uniforme et homogène. Dans le calorimètre QAB (Quasi-Adiabatique), une partie de la chaleur libérée due à l'hydratation du ciment augmente la température de l'échantillon tandis qu'une autre partie augmente la température du calorimètre**,** et le reste se décharge vers l'extérieur. Une fois la capacité calorifique du béton sera connue, on peut calculer l'augmentation de la température dans l'éprouvette placée dans des conditions adiabatiques et on aura: $T_{adia}(t) = T_{béton}(0) + \frac{q(t)}{C_{béton}}$ (3)

Dans les échantillons des bétons utilisés où la seule source de chaleur est l'hydratation du ciment, l'utilisation des résultats colorimétriques en conditions adiabatiques donnent :

$$Q_c(t) = \xi_c(t) \times c \times q_c \qquad (4)$$

Connaissant la constante q_c, l'essai de calorimètre adiabatique permet de suivre le degré d'hydratation du ciment: $\xi_c(t) = \frac{Q_c(t)}{c \times q_c}$ (5)

La valeur finale du degré d'hydratation du ciment est donc reliée directement à la quantité de chaleur totale $Q_c(\infty)$ dégagée au cours de l'hydratation :$\xi_c(\infty) = \frac{Q_c(\infty)}{c \times q_c}$ (6)

Avec $q_c = \sum_{i=\text{phase du ciment}}(\varphi_i \times q_i)$ (7)

où q_c est la chaleur massique d'hydratation du ciment (en J/g) ; φ_i la proportion massique de la phase i dans le ciment (en g/g) ; qi la chaleur massique d'hydratation de la phase i (en J/g). La cimenterie d'enfidha nous a fourni les proportions des différentes phases suivantes pour le ciment utilisé CEM I 42,5N :

Tableau 3 : Proportions et chaleurs massqiues des différentes phase du ciment CEM I 42,5N

Phases	Pourcentage	Chaleur massique	incertitude
C3S	54	507	±3%
C2S	22	260	±3%
C3A	8	1340	±10%
C4AF	13	400	±3%
Chaux libre	1	1150	±10%

La calcul de qc donne: 501.6 J/g

Le calcul fait intervenir des résultats de calorimètre et de mesure de degré d'hydratation $\xi_c(t) = \frac{Q_c(t)}{qc \times c}$ (8)

Où Qc(t) est la quantité de chaleur dégagée par les réactions d'hydratation du ciment jusqu'à une échéance t donnée (en J) ; c : la quantité de ciment introduite dans l'éprouvette (en g) ; $\xi_c(t)$ le degré d'hydratation du ciment à l'échéance t (en g/g).

Par cette méthode, on a calculé la chaleur d'hydratation massique du ciment sur différents bétons sans addition minérale. La quantité de chaleur dégagée a été calculée à partir des essais en calorimétrie quasi adiabatique sur le béton. L'échéance choisit était celle de la fin de l'essai calorimétrique (environ une semaine 200 heures). Le degré d'hydratation du ciment a été calculé comme suite : $\xi(t) = \xi\infty \frac{T_{adia}(t) - T_{adia}(0)}{T_{\infty}^{adia} - T_0^{adia}}$ (9)

4. RÉSISTANCE À LA COMPRESSION EN FONCTION DU DEGRE D'HYDRATATION

La résistance à la compression dépend directement de la formulation du béton, du rapport E/C, de la nature des granulats, le volume de la pâte, la porosité et la nature et la classe du ciment. Les études existantes dans la littérature sur le comportement thermochimique des bétons montrent que la résistance à la compression et le degré d'hydratation sont liés. Selon [9] et [10], la relation peut être considéré comme linéaire au-delà d'un seuil de percolation mécanique (ξ_0).Des lois de type puissance peuvent être utilisés, similaires à ceux de De Schutter[11] :

$$fc(\xi) = fc(\xi_\infty)\left(\frac{\xi(t) - \xi_0}{\xi_\infty - \xi_0}\right)^{\alpha(x)} \quad (10)$$

Avec$fc(\xi)$: Résistance à la compression au degré de la réaction $\xi(t)$; $fc(\xi_\infty)$: Résistance à la compression au degré final de la réaction ; $\xi(0)$:Paramètre qui dépend de la composition du béton et x : est le % de caoutchouc incorporé dans le béton.

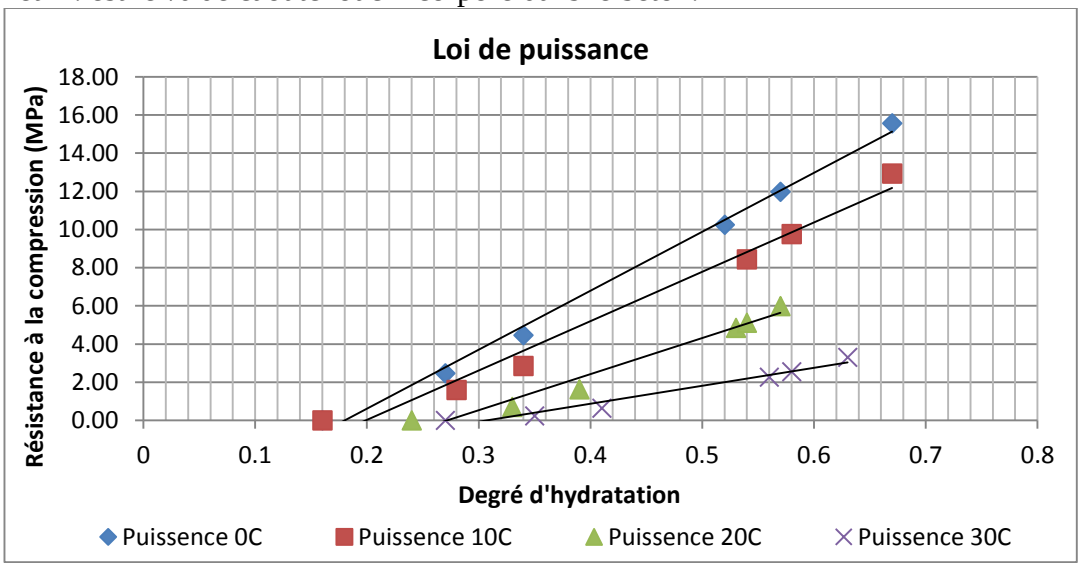


Fig. 1 : Resistance à la compression en fonction du degré d'hydratation

Les courbes de la fig.1 montrent que la résistance en compression suit la même tendance pour les différents bétons autoplaçants caoutchoutés. Cette tendance présente une augmentation de la résistance en fonction du degré d'hydratation qui s'explique simplement par une quantité d'hydrates plus importante formé en cours du temps. En outre, cette tendance corrobore une dégression de la résistance en fonction du pourcentage de substitution de caoutchouc. De même, la fig.1 affirme en fait, que le degré d'hydratation initial n'est pas constant, il est étalé et croissant en fonction de la quantité de granulat incorporée. Le degré d'hydratation initial $\xi(0)$ est le degré à partir duquel, le béton passe de l'état fluide à l'état solide. C'est un paramètre qui dépend de la composition du béton et de la quantité de caoutchouc incorporée dans le béton. La valeur de $\xi(0)$ augmente en fonction de la quantité de caoutchouc. Le degré d'hydratation initial $\xi(0)$représente le début de prise ou le seuil de percolation. En effet, l'incorporation des granulats de caoutchouc retarde le début de la réaction d'hydratation, ceci est dû à la chaleur massique importante du caoutchouc par rapport aux

autres constituants du mélange et donc il met plus de temps pour passer de l'état fluide à l'état durci. La valeur de α dans la formule de De Schutter est prise égale à 1 (expérimentalement) pour le béton de référence, cette valeur est constante quel que soit les propriétés mécaniques pour les bétons de maniabilité constante c.à.d. E/C=cte. Or, les bétons autoplaçants présentant des quantités variables de caoutchouc ont des valeurs de α qui décrivent une fonction linéaire croissante dépendant de la quantité de caoutchouc incorporée dans le béton. Cette tendance linéaire s'écrit sous la forme de :

$$\alpha_c(x) = 0.0185 \times x + 1.235 \qquad (11)$$

5. CONCLUSION

L'évolution des propriétés mécaniques à jeune âge des bétons autoplaçants a été évaluée en fonction du taux de substitution des granulats par des granulats de caoutchouc.

Les essais entrepris dans cette étude ont mis en évidence que le seuil de percolation mécanique augmente avec l'augmentation du taux de substitution des granulats alors que l'évolution de la résistance à la compression du béton autoplaçant à base de granulat de caoutchouc suit la même loi que celle du béton autoplaçant.

Références bibliographiques

[1] Hossain, K. M. A., and Lachemi, M., "Fresh, Mechanical, and Durability Characteristics of Self-Consolidating Concrete Incorporating Volcanic Ash," Journal of Materials in Civil Engineering, ASCE, V. 7,2010, pp. 651-657

[2] Figueiras H, Nunes S, Coutinho JS, Figueiras J. "Combined effect of two sustainable technologies: self-compacting concrete (SCC) and controlled permeability formwork (CPF)". Construct Build Mater 2009;23(7):2518–26

[3] EFNARC. "The European guidelines for self-compacting concrete: specification", production and use; 2005. p. 68

[4] B. Persson, A "comparison between mechanical properties of selfcompacting concrete and the corresponding properties of normal concrete", Cem. Concr. Res. 31 (2) (2001) 193–198

[5] H. Okamura, "Self-compacting high-performance concrete", Concr. Intern. 19 (7) (1997) 50–58

[6] Waller, "Relations entre composition des bétons, exothermie en cours de prise et résistance en compression", collection Etudes et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, série « Ouvrages d'Art », OA35 2000- LCPC, Paris, in French

[7] NT47.01

[8] Jdidi M, Gargouri A, Daoud A "Effect of Rubber Aggregates on the Thermophysical Properties of Self-Consolidating Concrete ". Int. J. of Thermal & Environmental Engineering Volume 8, No. 1 (2014) 1-7

[9] Byfors J. (1980), "Plain concrete at early ages", Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm

[10] Torrenti, J.-M. (1992), "La résistance du béton au très jeun eâge", Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, vol.179, p. 31-41

[11] De Schutter .G "finite element simulation of thermal cracking in massive hardening concrete elements using degree of hydratation based material laws "computers and structure 80 (2002) 2035-2042.

Session 2: Protection et réparation des structures en béton

PENETRON®
INTEGRAL CAPILLARY CONCRETE WATERPROOFING SYSTEMS



Le Penetron réagit simplement avec les différents produits chimiques du béton et formant en présence d'humidité des cristaux imperméable qui a leur tour forment un système d'imperméabilisation complet et efficace sur les surfaces et les fissures du retrait du béton jusqu'à 0.4mm .ainsi le béton devient totalement imperméable dans la masse. Ce système protège complètement le béton en profondeur contre toute infiltration d'eau, augmente sa résistance à la compression et empêche l'attaque des différents produits chimiques toute en permettant au béton de respirer et cela durant toute l'existence du béton.

GENERAL ETANCHEITE
Rue Charles de Gaulle - 2076 Bhar Lazrag - B.P. n°61 - La Marsa - Tunis
Tél.: (+216) 70 93 96 26 Fax : (+216) 70 93 98 71
E-mail : info@generaletancheite.com.tn
Site web : www.generaletancheite.com.tn

15/05/15 14:00

Formulation d'un micro béton à la bentonite pour confinement des sites de stockages des déchets : Cas des margines

Raja ZMEMLA [1], Mounir BEN JDIDIA[2], Boubaker ELLEUCH[1]

1 : Université de Sfax, Laboratoire 3E, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Sfax
2 : Département de génie civil, ENIS, Université de Sfax
E-mail du premier auteur: zmemla@yahoo.fr

Résumé
Les margines sont des eaux usées produites lors de la trituration des olives. Elles sont rejetées soit dans des cours d'eau, soit épandues sur le sol. Ces effluents acides, fortement chargés en matières organiques, affectent la qualité des eaux et dégradent la qualité des sols dans lesquelles elles sont déversées. L'objectif de ce travail consiste à apporter une contribution à la formulation d'un micro béton à la bentonite pour être utilisée dans la construction de barrières destinées au confinement de ces déchets, en minimisant ainsi la pollution générée par les effluents mis en place. Généralement, les principales caractéristiques recherchées dans la conception des barrières de confinement sont une faible conductivité hydraulique qui doit être inferieure à 10^{-8} m/s et une résistance suffisante pour maintenir la stabilité de la barrière ; Cette étude considère les propriétés de plusieurs mélanges de béton à la bentonite à différentes proportions, par rapport à leur performance en tant que barrière de confinement. Dans une première phase, une étude d'optimisation du dosage en ciment a été établie pour répondre au critère de résistance à la compression à 28 jours 1,5 à 2 [MPa]. Dans une seconde phase, il a été nécessaire d'étudier l'influence des paramètres suivants : La variation du dosage en bentonite, l'ajout de fumée de silice et l'ajout de ciment alumineux sur les propriétés mécaniques et physiques du micro béton. Cette étude a été motivée par un souci de valider la durabilité des matériaux formulés lorsqu'ils sont soumis en contact avec les margines.

Mots clés : *Barrières étanches, Centre de stockage, Micro béton, béton plastique, bentonite, ciment alumineux, fumé de silice.*

1. INTRODUCTION

L'industrie oléicole occupe une place importante dans les pays de la méditerranée. Cependant ce secteur a engendré des problèmes environnementaux liés à la génération des effluents des huileries nommés **margines**. Ces eaux résiduaires caractérisées par une forte charge polluante exprimée en DBO5 [g/l] varie entre 35 et 210 et un pH acide compris entre 4 et 5 [1].L'absence des méthodes de traitement des margines, pousse les propriétaires d'huilerie de les rejeter dans la nature sans aucune précaution, ce qui a provoqué la détérioration des caractéristiques pédologiques et géologiques des sols, et par la suite la migration de la pollution au milieu souterrain [2].
La solution proposée c'est la création des barrières situées entre le déchet et l'environnement extérieur. Les mélanges béton/bentonite (MBB) sont fréquemment utilisés comme barrière de confinement dans la construction de centres d'enfouissement techniques [2], particulièrement en l'absence de sols naturels imperméables. La complémentarité des propriétés des deux matériaux, la bentonite et le béton, les rend très appropriés pour la réalisation des fonds étanches de ces centres. La présence du béton constitue le 'squelette' qui donne au mélange sa résistance et sa stabilité. La bentonite remplit les vides entre les particules de sable et assure par la suite une étanchéité suffisante. Ce travail a pour but de présenter une méthodologie de formulation d'un micro béton à la bentonite pour confiner les bassins de stockage des effluents à pH acide. L'agressivité de l'environnement crée dans ces bassins nécessite l'utilisation des matériaux qui résistent au milieu acide. Plusieurs travaux de recherche ont permis de déterminer les matériaux cimentaires ayant la meilleure performance de point de vue mécanique et durabilité vis-à-vis au milieu acide. A travers une étude comparative des différents types des ciments, Debelie et al. [3] a montré que les

ciments aux laitiers présentent la meilleure performance vis-à-vis au milieu acide à différent pH. L'ajout de fumée de silice améliore le comportement de béton lorsqu'il est en contact avec un milieu acide [4]. Bertron [5] a montré que le ciment alumineux présente une bonne durabilité à pH égale à 4. La présence de la bentonite améliore sensiblement l'imperméabilité de béton et ceci en fonction de pourcentage d'ajout [6].

2. MATERIAUX ET PROCESSUS EXPERIMENTAUX

2.1 Matériaux utilisés

Les matériaux utilisés sont présentés sur le tableau 1, une série des essais de caractérisation a été réalisé afin de déterminer leurs propriétés physiques.

Tableau 1. Propriétés physiques des matériaux utilisés

Matériaux	*Code*	*Masse Volumique réelle (g/cm³)*	*Surface spécifique (cm²/g)*	*Valeur de bleu*	*d/D (mm)*	*Teneur en eau (%)*	*WL/WP (%)*
Ciment HRS	C HRS	3.1	2300	-	-	-	-
Bentonite	B	2.6	1131	29.4	-	12	483/51
Fumée de silice	FdS	2.27	2328	-	-	-	-
Ciment alumineux	C al	3.1	2420	-	-	-	-
Gravier	G	2.7	-		4/8	0.5	-
Sable lavé	SL	2.58	-	1.27	0/2	1.5	-
Sable concassé	SC	2.7	-	1.27	0/5	1.5	-
Adjuvant	Adj	-	-		-	-	-

* WL/WP : Limite de liquidité et limite de plasticité

2.2 Composition et préparation des mélanges

2.2.1 Optimisation du mélange sable – gravier

Pour avoir un squelette granulaire ayant une compacité maximale, nous avons essayé de rechercher le mélange optimal ayant la densité maximale parmi les mélanges testés, entre les deux sables en premier lieu, ensuite, entre le mélange optimal des sables et le gravier.

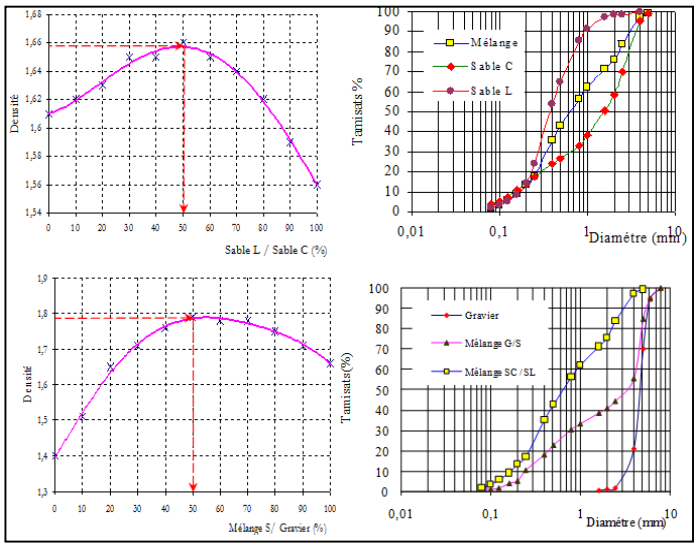


Figure 1. Optimisation des mélanges granulaires

$$\frac{m_{SL}}{m_{SC}} = 1 \qquad \frac{m_G}{m_S} = 1 \qquad \textbf{Eq.1}$$

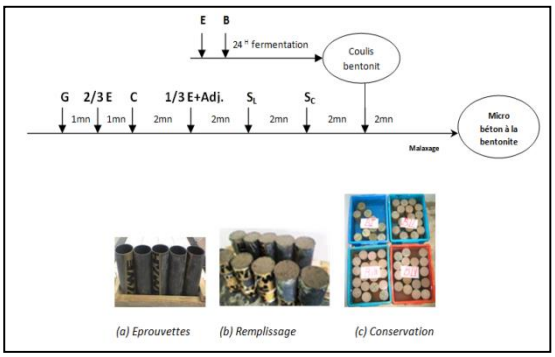


Figure 2. Procédure de malaxage

Cette étude expérimentale montre que le mélange optimal des sables est obtenu pour les fractions **50-50 %**. De la même façon le mélange optimal entre gravier et le mélange de sable est atteint pour les fractions 50%-50%. Eq.1

2.2.2 Calcul des compositions

Il s'agit de déterminer l'influence des quatre paramètres suivants : dosage en ciment HRS, dosage en bentonite, dosage en ciment alumineux et dosage en fumée de silice sur les

propriétés mécaniques, notamment, les résistances à la compression (NF P98-232-1) et à la traction (NF P98-232-3) et sur les propriétés physiques particulièrement la souplesse du béton à la bentonite caractérisée par la plage de déformation d'une part et par le module de déformation d'autre part ainsi que la perméabilité du matériau.
La méthode adoptée pour la détermination du volume des granulats est donné par l'équation Eq.2, le volume du béton égal à la somme des volumes absolus des différents composants ainsi que le volume des vides ce qui donne pour un volume unitaire :

$$1m^3 = V_{S1} + V_{S2} + V_G + V_C + V_A + V_E + V_V + V_B \quad \textbf{Eq.2}$$

Avec : Ciment C, Bentonite B, Sable lavé S_1, sable S_2, gravier G, eau E, vide V, adjuvant A

Tableau 2. Formulations étudiées

	F	Dosage en C	B/C %	Fs/C %	Ca/C %
(BI) Influence du dosage en ciment	1	150	20	-	-
	2	160	20	-	-
	3	180	20	-	-
	4	200	20	-	-
(BII) Influence du dosage en bentonite	1	160	10	-	-
	2	160	15	-	-
	3	160	25	-	-
(BIII) Influence du dosage en fumée de silice	1	160	20	1	-
	2	160	20	2	-
	3	160	20	3	-
	4	160	20	4	-
(BIV) Influence du dosage en ciment alumineux	1	160	20	-	4
	2	160	20	-	6
	3	160	20	-	8
	4	160	20	-	10

Le volume des vides Vv est mesuré par un aéromètre à béton, Vv= 0,5 à 1 % soit 5 à 10 litres, connaissant les masses volumiques absolues des différents composants on aura l'équation Eq.3

$$V = 1000L = \left(\frac{mg}{\rho g} + \frac{ms_1}{\rho s_1} + \frac{ms_2}{\rho s_2}\right) + \left(\frac{mc}{\rho c} + \frac{me}{\rho e} + \frac{mb}{\rho b} + \frac{madj}{\rho adj}\right) + V_v \quad \textbf{Eq.3}$$

Connaissant les rapports déterminés par optimisation Eq1, on peut déterminer les masses de granulats m_G, m_{S1} et m_{S2}, par la suite les différentes masses de chacun des composantes en [Kg]. En se basant sur les résultats d'optimisation et en fixant les dosages en ciment, en adjuvant et en eau on peut ainsi déterminer les masses des granulats. Lors de la fabrication le paramètre eau est fixé pour obtenir une plasticité acceptable pour le pompage soit un affaissement au cône d'Abrams de l'ordre de 15 cm.

2.2.3. Confection et conservation des éprouvettes

Le travail consiste à confectionner des éprouvettes cylindriques de dimensions en [mm] (φ70xH140) pour différentes formulations, 15 compositions ont été étudiées; 25 éprouvettes ont été confectionnées pour chaque composition. Ces éprouvettes sont conservées à l'eau dans des bacs. A l'âge requis elles sont soumises aux essais mécaniques et de perméabilité. Le processus de fabrication du micro béton à la bentonite est présenté ci-dessus. Figure 2

3. RESULTATS ET DISCUSSION

3.1. Influence de dosage en ciment

A fin d'optimiser la composition de la barrière de confinement, on commence par déterminer le dosage en ciment adéquat, tout en fixant le rapport bentonite ciment (B/C). Les essais de la résistance à la compression après 7, 14 et 28 jours de mûrissement dans l'eau, ont été réalisés. Les résultats sont présentés dans le tableau 3.
La résistance à la compression augmente proportionnellement à l'ajout du ciment. La composition du micro béton à la bentonite BI2, ayant un dosage en ciment de 160 [kg/m^3] est retenue comme une composition de référence. Cette formulation réponde aux exigences mécaniques demandées, une résistance supérieure à 2MPa et un module de l'ordre de 800MPa.

3.2. Influence du rapport bentonite ciment (B/C)

La bentonite remplit les vides entre les particules et assure une faible conductivité hydraulique, en effet sa capacité de gonflement, permettant la création d'un milieu continu. Le dosage BI2 est retenu comme dosage de référence, un module de plasticité décroissant en fonction de l'ajout de la bentonite tableau 4.

Tableau3.Caractéristiques mécaniques BI

Dosage en ciment [Kg/m³]	150	160	180	200
R_c (7j) [MPa]	1.18	**1.33**	1.44	1.51
R_c (14j) [MPa]	1.62	**1.84**	1.96	2.02
R_c (28j) [MPa]	1.97	**2.15**	2.25	2.32
R_t (28j) [MPa]	0.35	**0.39**	0.41	0.44
E (28j) [MPa]	821	**874**	1124	1245

Tableau4.Caractéristiques mécaniques BII

Variation du rapport B/C				
B/C [%]	**10**	**15**	**20**	**25**
R_c (7j) [MPa]	1.86	1.58	**1.33**	1.19
R_c (14j) [MPa]	2.82	2.64	**1.84**	1.51
R_c (28j) [MPa]	3.17	2.91	**2.15**	1.99
R_t (28j) [MPa]	0,52	0,44	**0,39**	0,28
E (28j) [MPa]	1143	946	**874**	673

3.3. Influence de l'ajout de la fumée de silice

Un gain remarquable de la résistance à la compression et à la traction même pour le faible ajout de la fumée de silice (tableau 5). Le caractère fin des particules de fumée de silice engendre la diminution des pores dans la structure poreuse de micro béton. Le développement des cristaux se produit à travers l'espace où l'eau interstitielle est présente [7].

3.4. Influence de la de l'ajout du ciment alumineux

Un accroissement de la résistance en compression en fonction de l'ajout du ciment alumineux (tableau 6). Ceci est attribué à l'ajout de la quantité du liant dans la formulation qui améliore l'adhérence entre pâte de ciment et les granulats ce qui conduit, en premier résultat, à une augmentation des résistances mécaniques et une amélioration éventuelle vis-à-vis au milieu acide (margine).

Tableau5.Caractéristiques mécaniques BIII

Variation du rapport FdS/C [%]					
Fds/C [%]	**0**	**1**	**2**	**3**	**4**
R_c 7j [MPa]	1.33	1,41	1,53	1,7	1,84
R_c 14j [MPa]	1.84	1,9	2,07	2,19	2,35
R_c 28j [MPa]	2.15	2,26	2,56	2,79	2,87
R_t (28j) [MPa]	0,39	0,39	0,43	0,48	0,52
E (28j) [MPa]	874	925	988	1112	1230

Tableau6.Caractéristiques mécaniques BIV

Variation du rapport CA/C					
CA/C [%]	0	4	6	8	10
R_c7j [MPa]	1,33	1,41	1,56	1,81	1,9
R_c14j [MPa]	1,84	2,02	2,17	2,52	2,75
R_c28j [MPa]	2,15	2,3	2,6	3,13	3,42
R_t (28j) [MPa]	0,39	0,40	0,48	0,55	0,56
E (28j) [MPa]	874	1121	1187	1204	1266

3.5. Essais triaxiaux et mesure de la perméabilité

Il s'agit des essais consolidés non drainés avec mesure de la pression interstitielle CU+u, dans le but de déterminer les caractéristiques hydraulique et mécaniques du matériau composé à long terme. Nous constatons que le matériau formulé présente un comportement ductile figure3, en effet après rupture l'échantillon résiste encore à des forces importantes et les déformations enregistrées sont supérieures à 6%. L'ajout de la fumée de silice améliore l'étanchéité de matériau. La perméabilité du matériau est de l'ordre de 10^{-8} [m/s] pour les compositions sans fumée de silice alors qu'elle est de l'ordre de 10^{-9}[m/s] après ajout.

3.6. Étude de Durabilité

Après immersion 4 mois dans une solution de margine. Les caractéristique des MBB ont été etablis, la section interne d'un echantillon fait apparaître que les margines ne se diffusent pas à l'intérieur de l'échantillon et restent fixées aux parois extérieures, Les mesures des masses des éprouvettes soumises dans la sollicitation des margines montrent que celles-ci ont subi une légère augmentation de masse, L'étude comparative des résistances mesurées fait apparaître, qu'à cour terme, aucun aspect d'altération du matériau formulé n'a été observé figure 4.

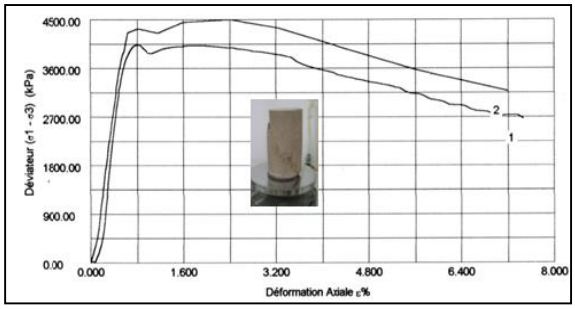


Figure 3. Comportement ductile du MBB

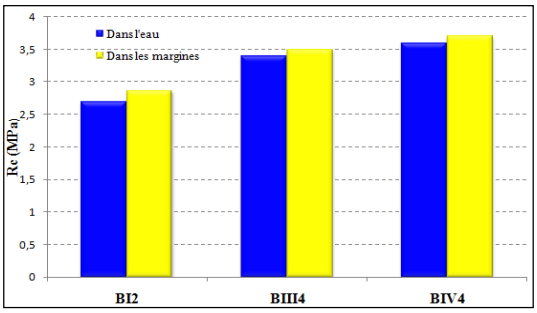


Figure 4. Etude de la Rc après immersion

4. CONCLUSION

Le dosage en ciment 160 Kg/m^3 et un rapport bentonite ciment 20% répond aux critères demandés. Ce dosage optimal a été utilisé comme dosage de référence pour les phases suivantes. L'étude de l'influence du rapport bentonite ciment B/C montre que lorsque le rapport B/C augmente la résistance diminue mais l'échantillon devient de plus en plus imperméable. On note un rapport B/C optimal de 20%. Pour garantir le critère de durabilité on a substitué le ciment aux laitiers soit par un ciment CEMI HRS avec ajout de fumée de silice soit avec ajout de ciment alumineux. Avant consolidation le meilleur résultat obtenu était pour la formulation avec ajout de fumée de silice qui était à l'ordre de 3,5 10^{-9} [m/s], alors que la formulation de référence a une perméabilité égale à 10^{-8} [m/s]. Les résultats d'immersion des éprouvettes dans les margines ont montré qu'aucun aspect d'altération n'a été observé au cours de la période d'immersion.

Références bibliographiques

[1] B. BEN ROUINA et al, institut de l'olivier de Sfax Tunisie, l'épandage des margines sur les terres agricoles: Résultants et gestion pratique, 7eme journées méditerranéennes de l'olivier, Meknas Maroc 21-23 octobre 2014

[2] SIERRA.J, MARTY.E, MONTSERRAT.G, GRUANAS. R, GARAU. M.A , Characterisation and evolution of a soil affected by olive oil mill wastewater disposal, Espagne , The science of the total Environment 279, 2001,pp 207-214.

[3] N.DE BELIE, H.J. VERSELDER, B. DE BLAERE, D. VAN NIEUWENBURG, R. VERSCHOORE, Influence of the cement type on the resistance of concrete to feed acids, Cement and Concrete Research, 1996, 26, 11, pp. 1717-1725.

[4] N. DE BELIE, V. DE COSTER, D. VAN NIEUWENBURG, Use of fly ash or silica fume to increase the resistance of concrete to feed acids, Magazine of Concrete Research, 1997, 49, 181, pp. 337-344.

[5] BERTRON Alexandra, Durabilité des matériaux cimentaires soumis aux acides organiques cas particulier des effluents d'élevage, Thèse, 2004, Laboratoire matériaux et durabilité des constructions, INSA-UPS.

[6] AIT SAADI Lotfi, Méthodologie de contrôle de l'homogénéité et de la perméabilité des barrières argileuses, Thèse, Laboratoire de recherche URGC- Géotechnique, l'institut national des sciences appliqués de Lyon, 2003.

[7] R. Kumar. Mesures adopted to safeguard durability of concrete due to acidic environment in hydro electric project a case study. International Journal of Innovative Research in Advanced Engineering (IJIRAE) ISSN: 2349-2163 Issue 2, Volume 2 (February 2015).

Les performances mécaniques d'un mortier géopolymérique à base d'argile tunisienne destiné pour la réparation des structures en béton

W. Tahri[1], B. Samet[1], F.Pacheco-Torgal[2], J.L. Barroso de Aguiar[2], S. Baklouti[1]

1: Université de Sfax, Laboratoire de l'industrie chimique, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Sfax, Tunisie
2: Université de Minho, Centre de recherche C-TAC, 4800-058,Guimarães, Portugal
Email du premier auteur : *Walidtahri1980@yahoo.fr*

Résumé
La production de ciment ordinaire génère une énorme quantité de CO2 (la production d'1 tonne de ciment Portland ordinaire émet 1 tonne de CO2). Afin de réduire la quantité d'émission de CO2, un nouveau ciment géopolymèrique est développé comme une alternative pour la substitution du ciment ordinaire dans la construction.Les ciments géopolymériques sont obtenus par attaque alcaline d'une matière aluminosilicatée comme le métakaolin. Dans cette étude, des mortiers géopolymériques à base d'argile tunisienne de la région de Médenine, de cendres volantes et de métakaolin sont préparés moyennant l'utilisation d'une solution activatrice composée de l'hydroxyde de calcium de silicate de sodium et de l'hydroxyde de sodium. Ces mortiers sont destinés pour la réhabilitation des structures en béton détériorées. La caractérisation mécanique de ces mortiers a montré que les mortiers à base d'argile tunisienne calcinée possèdent des performances mécaniques suffisantes pour assurer la réhabilitation.
Mots clés : *mortier géopolymèrique, argile, métakaolin, cendres volantes, propriétés mécaniques, réparation béton.*

1. INTRODUCTION

Les coûts de réhabilitation des infrastructures à travers le monde sont stupéfiants. Par exemple aux Etats-Unis les besoins sont estimés à plus de 1,6 milliards de dollars pour les cinq prochaines années [1]. Beaucoup de structures en béton dégradés ont été construits il ya plusieurs décennies lorsqu'un peu d'attention a été accordée aux questions de durabilité [2].
Cependant des matériaux à faible durabilité exigent un entretien fréquent et des opérations de conservation ou même leur remplacement intégral, cet entretien est en général associé à la consommation d'importante quantité de matières premières et d'énergie. L'objectif étant le rétablissement des conditions originales des structures en béton [3, 4]
La plupart des mortiers de réparation correctif sont divisés en deux catégories, les mortiers à base de liants organiques (résines époxy ou polyester) ou ceux à base de liants minéraux tels que le ciment Portland. Aux premiers sont associés des effets secondaires toxiques non négligeables [5] et ils sont connus par une empreinte carbone élevée [6]. Les ciments géopolymériques sont des nouveaux liants inorganiques qui constituent un concurrent potentiel pour remplacer ceux à base de ciment Portland [7]
La géopolymérisation de matériaux silico-alumineux est un processus chimique complexe de dissolution des matières premières, de transport et de polycondensation des produits de réaction [8-9].
Plusieurs recherches ont étudié la réparation des structures en béton [10].Certains [11] ont montré que des échantillons en béton réparés avec un mortier géopolymérique ont une force de liaison, après un seul jour de durcissement plus élevée que ceux réparés avec des produits actuels de réparation commerciaux après 28 jours de durcissement. C'est une performance prometteuse puisque l'adhérence au substrat de béton est une propriété essentielle des mortiers de réparation.
D'où, l'intérêt de ce travail qui présente les résultats préliminaires de caractérisation des mortiers géopolymériques formulés à partir de l'argile Tunisienne calcinée et destinés pour la

réhabilitation des structures en béton. Afin d'améliorer les performances mécaniques de ces mortiers des ajouts demétakaolin (MK) et de cendres volantes (FA) sont introduites dans leur formulations.

2. MATERIAUX ET METHODES

2.1. Préparation des mortiers géopolymériques

- Le mortier géopolymèrique à base d'argile tunisienne calcinée à 700°C est constitué des composants suivants: argile provenant de la région de Médenine (sud de la Tunisie) prise comme matière première de base, sable de rivière, chaux ($Ca(OH)_2$), métakaolin (MK), cendre volante (FA) et une solution d'activation (Na_2SiO_3 +NaOH) dans un rapport molaire égal à 2.5 (fournisseur portugais).
- Les compositions des trois mortiers préparés pour cette étude nommés G1R3_réf,G1R3_15CV et G1R3_30MK, sont indiquées dans le tableau 1
- La température de préparation est celle de l'ambiante pour les trois mortiers géopolymèriques et la concentration de la soude NaOH est de 12 M.

Tableau1.compositions des différents mortiers géopolymèriques étudiés

Mortier géopolymèrique	R= sable / Liant)	% $Ca(OH)_2$	% Cendre volantes (CV)	% Métakaolin (MK)
G1R3_réf	3	10	-	-
G1R3_15CV	3	10	15	-
G1R3_30MK	3	10	-	30

Liant = Argile + chaux

- Un mortier de réparation commercial (Guimarães mortar compagny) a été utilisé comme référence pour les performances mécaniques.
- Afin d'étudier la force d'adhésion des différents mortiers géopolymériques sur la surface du béton, nous avons préparé un support en béton constitué de sable de rivière, de l'eau, du gravier,du ciment ordinaire OPC (32,5 Kg/m^3 et de force f_{28d}=20,3MPa) avec un rapport E/C = 0,53) et nous avons utilisé une grille métallique pour améliorer l'adhésion mortier de réparation - support en béton.
- La figure 1présente les étapes de préparation des mortiers géopolymériques.



Figure.1(a),(b) et (c) : étapes d'élaboration d'un mortier de géopolymère à base d'argile calcinée

2.2. Caractérisation mécanique des mortiers géopolymériques durcis

2.2.1. Résistance à la flexion : La mesure de la résistance à la flexion a été réalisée sur des éprouvettes durcis (âgée 28 jours) parallélépipédiques 850x100x80 mm^3 constituées du support béton (épaisseur 100 mm), d'une couche de mortier de réparation d'épaisseur 15 mm (liant géopolymèrique + grille métalliques + mortier géopolymèrique) conformément à la

norme [13]. La valeur de chaque essai de flexion est réellement la moyenne de trois mesures sur trois éprouvettes. La figure 2 indique la méthode de préparation des éprouvettes.

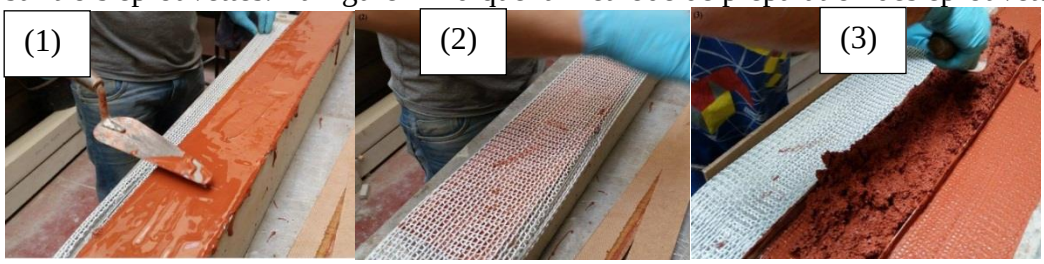


Figure.2 : Etapes de préparation des éprouvettes (1) : application de la couche du liant géopolymérique sur la surface du béton;(2) : pose de la grille métallique; (3) : Application de la couche du mortier géopolymèrique.

Les tests de flexion trois points ont été effectués sur les éprouvettes durcies (âge 28 jours) avec une machine d'essai universelle électrohydraulique, à une vitesse contrôlée de déplacement axial. La figure 3 indique le principe du test de flexion.



Figure 3. Test de flexion sur les éprouvettes durcies préparées

2.2.2. Test d'adhérence (Pull Out)

L'adhérence est évaluée par un test d'arrachement selon la norme [14]. Ce test utilise un dispositif ProceqDyna Z15 et un adhésif époxy avec une référence commerciale SikaCor K101 (Portugal). La force d'adhérence a été obtenue à partir d'une moyenne de test de six pull-Out de spécimens. La figure 4 indique le principe de la méthode utilisée.

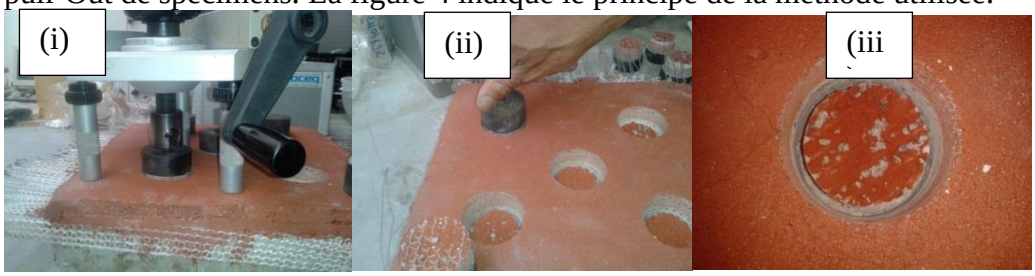


Figure4.Principe du test d'adhérence selon la norme [14]

3. RESULTATS ET DISCUSSION

3.1 Résistance à la flexion

Les résultats de mesure de la résistance à la flexion à 28 jours des éprouvettes préparées (béton avec ou sans le mortier) sont indiqués sur la figure 5.Ces résultats montrent que la présence d'une couche de mortier géopolymèrique sur le béton augmente d'une manière significative la résistance à la rupture des éprouvettes. Elle est presque doublée en utilisant le mortier géopolymérique à base d'argile de Médenine et sans ajout. Cette augmentation est plus élevée que celle constatée en utilisant une couche de mortier de réparation commercial. La substitution de 30% d'argile de Médenine par du métakaolin dans la formulation du mortier géopolymèrique augmente la résistance à la rupture des éprouvettes de 150%. Cependant, la substitution de 15% d'argile de Médenine par la cendre volante augmente la résistance à la rupture des éprouvettes de 75% seulement. Ces évolutions montrent que contrairement au métakaolin la cendre volante semble donc avoir une réactivité relativement plus faible vis-à-vis la solution activatrice utilisée pour préparer le ciment géopolymèrique. Ainsi, le remplacement partiel de 30% d'argile de Médenine calcinée par du métakaolin

permet de formuler un mortier géopolymèrique ayant une résistance mécanique suffisante selon la littérature [12], lui permettant d'être utilisé pour la réparation des structures en béton.

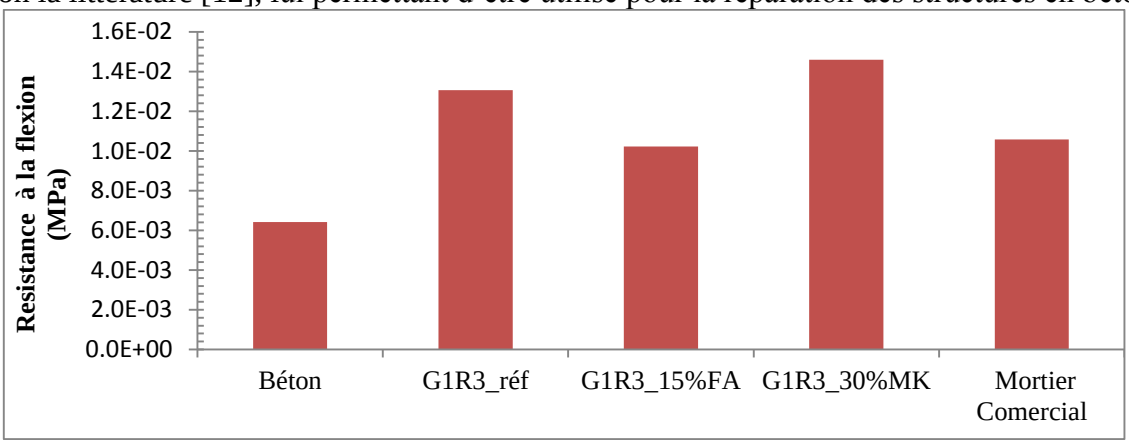


Figure .5 Résistance à la flexion des éprouvettes avec ou sans mortier géopolymérique ou commercial

3.2 Test d'adhérence (Pull Out)

Les tests d'adhérence des mortiers géopolymériques sur des supports en béton ont été réalisés sur des éprouvettes préparées de la même manière et avec les mêmes mortiers que pour celles utilisées pour les mesures de la résistance à la flexion. Les résultats obtenus sont présentés sur la figure 6. Il a été montré que malgré que le coût des mortiers géopolymériquessoit légèrement plus élevé, ils ont l'avantage d'être inertes chimiquement et stable en fonction de la température.Les résultats préliminaires obtenus dans ce travail et présentés dans la figure 6, montrent qu'il est possible de formuler des mortiers géopolymériques à base d'argiles tunisienne pour la réparation des bétons. La substitution de 30% de cette argile par du métakaolin augmente d'une manière significative la force d'adhésion du mortier géopolymèrique au support en béton. Cette augmentation est plus notable que celle observée en substituant 15% de l'argile par de la cendre volante, de tels résultats sont en accord avec ceux des tests de flexion. De plus, quel que soit le mélange préparé, la rupture a été observée au niveau de l'interface béton-mortier géopolymérique (Figure 4)

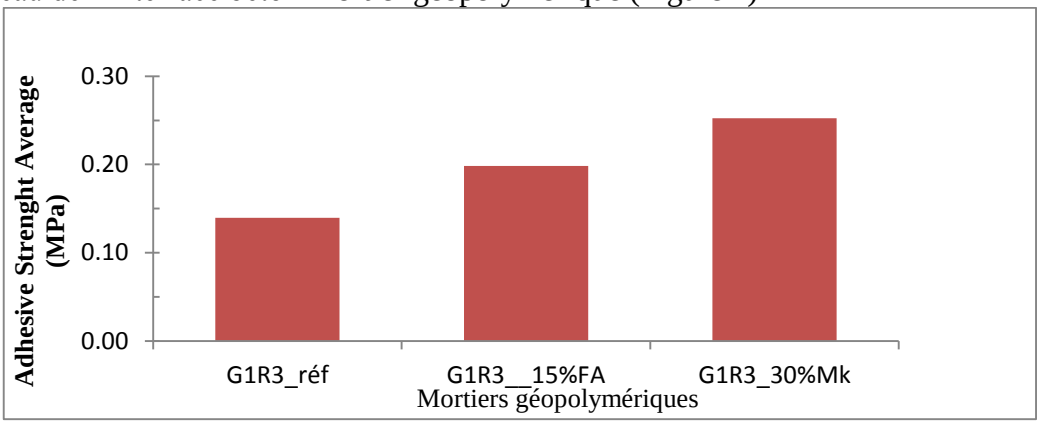


Figure .6 Force d'adhérence des mortiers géopolymériques G1R3_réf, G1R3_15%FA et G1R3_30%MK sur des supports en béton

4. CONCLUSION

L'étude est les résultats préliminaires obtenus dans ce travail montrent que:

-il est possible de formuler des liants géopolymériques à base d'argile tunisienne permettant ainsi la valorisation de cette matière première et contribue à la limitation des dépenses énergétiques et des émissions de CO_2.

- il est possible aussi de préparer des mortiers géopolymériques à base d'argile tunisienne (argile de Médenine dans ce travail) destinés pour la réparation des structures en béton.

- les performances mécaniques (résistance à la flexion)de ces mortiers sont acceptables en les comparant à celles utilisant les mortiers de réparation commerciaux.

- la substitution de 30% d'argile de Médenine par du métakaolin dans la formulation des mortiers géopolymériques augmente d'une manière notable la résistance à la flexion des éprouvettes et la force d'adhésion mortiers géopolymérique - béton
- la cendre volante semble être moins réactive vis-à-vis la solution alcaline utilisée pour préparer les mortiers géopolymériques, pour cela la substitution de 15% d'argile de Médenine par cette matière n'améliore pas la résistance à la flexion.

Références bibliographiques

[1]. J. F. Davalos, Advanced materials for civil infrastructure rehabilitation and protection. Seminar at TheCitty College of New York, New York (2012).

[2]. L.C. Hollaway, Key issues in the use of fibre reinforced polymer (FRP) composites in the rehabilitation and retrofitting of concrete structure. In Karbhari VM & Lee LS (Eds.), Service life estimation and extension of civil engineering structures.Woodhead Publishing Limited Abington Hall, Cambridge (2011).

[3]. P. Emmons, A.Vaysburd, Factors affecting the durability of concrete repair: the contractor's viewpoint. Construction and Building Materials 8, 5-16 (1994).

[4].P. Emmons, A.Vaysburd, Total system concept - necessary for improving the performance of repaired structures. Construction and Building Materials 10, 69-75 (1996).

[5]. F.Pacheco-Torgal, A. Fucic, S. Jalali, Toxicity of Building Materials. Woodhead Publishing Limited Abington Hall, Cambridge, UK (2012).

[6]. F. Pacheco-Torgal, J.Labrincha, S. Jalali, V.John, Eco-efficient concrete. Woodhead Publishing Limited Abington Hall, Cambridge, UK (2013).

[7]. J. Van Deventer, J.Provis and P. Duxson, Technical and commercial progress in the adoption of geopolymer cement, Minerals Engineering 29, pp.89-104 (2012).

[8]. C. Li, H. Sun and L. Li, A review: The comparison between alkali-activated slag (Si+Ca) and metakaolin (Si+Al) cements", Cement and Concrete Research 40, 1341-1349 (2010).

[9]. F. Pacheco-Torgal, Z. Abdollahnejad, S.Miraldo, S. Baklouti, Y. Ding, An overview on the potential of geopolymers for concrete infrastructure rehabilitation. Construction and Bu.

[10]. F. Pacheco-Torgal, J. Gomes, S. Jalali, Adhesion characterization of tungsten mine waste geopolymeric binder. Influence of OPC concrete substrate surface treatment. Constr Build Mater 22:154–61 (2008).

[11]. M. Khan, T. Almusallam, S. Alsayed, Y. Al-Salloum, A. Almosa, Bond characteristics of substrate concrete and repair materials. Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting III - Proceedings of the 3rd International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, ICCRRR 2012, 1041-1045 (2012).

[12] Pacheco-Torgal F, Gomes JP, Jalali Said. Investigations on mix design oftungsten mine waste geopolymeric binders. Construct Build Mate;22:1939–49.(2008).

[13] BS EN 1015-11:BRITISH STANDARDMethods of test for mortar for masonry Ð: Determination of flexural and compressive strength of hardenedmortarPart 11 (1999).

[14]BS EN1015-12:BRITISH STANDARDMethods of test for mortar for masonry Ð: Determination of adhesivestrength of hardenedrendering and plastering mortars on substratesPart 12 (2000).

Irradiation d'un béton avec des rayons gamma issus d'une source radioactive type ^{60}Co : effet de l'ajout de la baryte sur l'efficacité du blindage

Khaled Saidani[1, 2],Kaouther Bergaoui[3], Lasaad Ajam[1,2], Nafaa Reguigui[3], Mongi Ben Ouezdou[1]

[1] : *Laboratoire de Génie Civil, École Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Université de Tunis El Manar. Tunisie*
[2] : *Institut Supérieur des Technologies de L'environnement de l'Urbanisme et de Bâtiment, Tunisie*
[3] : *UR-MDTN Centre National des Sciences et Technologies Nucléaires, Sidi Thabet, Tunisie*
E-mail du premier auteur :khaled.saidani@gmail.com

Résumé
Cette étude numérique et expérimentale vise à améliorer le pouvoir d'atténuation du béton ordinaire utilisé comme un écran de protection contre les rayonnements gamma. La baryte (Ba SO_4) a été incorporée sous forme de poudre dans la composition d'un béton ordinaire, en la substituant partiellement ou totalement au sable. Cinq bétons de densités (2.31-2.48) correspondant à des pourcentages massiques de baryte allant de 0 à 25 % ont été irradiés par des rayons gamma issus d'une source radioactive type ^{60}Co. Le code de transport MCNP ainsi que des mesures expérimentales ont permis d'estimer les débits de doses en amont et en aval des blindages de différentes épaisseurs et de déterminer ainsi les coefficients d'atténuation linéaires des bétons étudiés. Les résultats des simulations numériques sont concordants avec les mesures expérimentales et montrent que la valeur du coefficient d'atténuation linéaire augmente avec le pourcentage massique de la baryte. Pour une substitution totale du sable par la baryte, l'amélioration de l'efficacité du blindage atteint 8%. Les épaisseurs un demi et un dixième ont été déterminées expérimentalement. Les résultats montrent que l'introduction de la baryte dans le béton peut permettre de diminuer les épaisseurs nécessaires des écrans de protection qui garantissent la protection contre les radiations.

Mots clés : *Béton de radioprotection, baryte, débit de dose, coefficient d'atténuation linéique, gamma, MCNP.*

1. INTRODUCTION

Le cobalt-60 est un isotope radioactif produit artificiellement pour produire un rayonnement gamma ayantun spectre caractérisé par deux pics d'énergies : 1173 et 1332 keV. Le ^{60}Co a une multitude d'applications telles que : la radiothérapie pour traitement de cancer, la stérilisation du matériel médical ou alimentaire et les essais non destructifs en métallurgie. Un blindage est un écran entreposé entre une source radioactive et son environnement immédiat pour le protéger. Pour atténuer les rayons gamma, le béton peut être considéré comme une bonne alternativeaux autres matériaux de forte densité couramment utilisés tel que le plomb. Pour améliorer l'efficacité de blindage du béton,plusieurs chercheurs ont étudié la possibilité d'utiliser la baryte comme additif pour améliorer les performances d'atténuation de rayonnement gamma[1]. D'autres études ont montré qu'une telle addition peut affecter négativement les propriétés physiques et mécaniques du béton[2].

Pour la plus part des études antérieures visant à introduire la baryte dans le béton, la substitution concerne à la fois le sable et le gravier qui sont les composants majoritaires du béton ordinaire. Cependant une telle substitution affecte négativement la résistance mécanique du béton[3] étant donné que la baryte est plus friable que les granulats calcaires ordinaires. D'autre part, et vue l'utilisation plus au mois massive de la baryte dans la construction des blindages de béton, il est de plus en plus rare de trouver des gros calibres pouvant se substituer au gravier [4]. Dans cette étude il a été envisagé d'introduire la baryte

en poudre de calibre (0/60µm) en la substituant partiellement ou totalement au sable, conservant ainsi le squelette de gravier. L'influence de l'ajout de baryte sur les performances mécaniques du béton a été déjà étudiée par les auteurs de la présente étude et présentée dans une communication écrite antérieure[5], où l'étude l'effet sur la performance du blindage a été estimé uniquement numériquement et pour une configuration assez simple (source ponctuelle de neutrons mono-énergétique se trouvant dans un confinement sphérique). L'objectif de l'investigation actuelle, consiste à étudier numériquement et expérimentalement l'effet de l'introduction de la baryte dans la composition du béton sur le pouvoir d'atténuation, la source radioactive utilisée étant le ^{60}Co qui est couramment utilisée dans l'industrie pour la stérilisation et les essais non destructifs, et en médecine pour la radiothérapie. En partant d'un béton ordinaire, les investigations concernent plusieurs mélanges en remplacent partiellement ou totalement le sable par la baryte en poudre, tout en garantissant une résistance mécanique minimale de 25 MPa et un affaissement au cône d'Abrams entre 10 et 12 cm.

2. COMPOSITION DES BETONS ETUDIES

Les bétons étudiés sont constitués de ciment, sable, gravier et de baryte. Le ciment utilisé est du type portland CEMI 42,5 conformément aux normes tunisiennes NT 47.01. L'analyse chimique du sable a montré que le constituant prédominant est le quartz (SiO_2) avec une concentration massique de 98,19 %. Pour le gravier il s'agit d'un gravier concassé de classe granulaire 4/12 issu d'une roche calcaire provenant de la carrière de Djebel Ressas au nord de la Tunisie, il contient de la calcite ($CaCO_3$) quasi exclusivement et du quartz (SiO_2) en traces. La baryte est une ressource minérale locale. En effet la région du Nord Est de la Tunisie centrale, au niveau de l'axe Nord Sud, est caractérisée par sa richesse en Fluorine et en Barytine [6]. Le tonnage du minerai marchand extrait depuis les années 70 s'est évalué à 0.5 Mégatonne de Baryte cependant, les réserves sont estimées à plus de 2 Mégatonne.
A partir des matériaux décrits, un béton de référence noté M0 et quatre autres mélanges notés M1-M2-M3 et M4 ont été formulés avec les compositions données par le Tableau 1.

Tableau 1: Composition des formulations retenues

	composition en kg/m^3						
Code	ciment	sable	baryte	gravier	eau	% massique de baryte	densité
M0	410	644,84	0	1114,78	212	0	2,31
M1	410	663,28	35	1079,40	213	1,45	2,33
M2	410	445,64	297	1150,18	235	11,7	2,41
M3	410	231,03	539	1203,27	263	20,3	2,46
M4	410	0	700	1309,44	286	25,8	2,48

3. DETERMINATION DE L'EFFICACITE DES BLINDAGES

Lorsque des rayonnements traversent un matériau, la dose correspondante décroit d'une façon exponentielle avec l'épaisseur traversée (*Equation1*).Le coefficient d'atténuation linéaire noté « μ » et exprimé en cm^{-1}et qui a étédéfinie par Woods [7] comme étant la probabilité qu'un rayonnement interagit avec les matériaux traversés par unité de longueur, permet de caractériser l'efficacité du blindage radiologique.

$$D=D_0\, e^{-\mu x} \qquad (Equation\ 1)$$

Où D_0 et D étant respectivement la dose en amont et en aval d'un écran de protection d'épaisseur x (en*cm*). Les épaisseurs un demi ($ep_{1/2}$) et un dixième ($ep_{1/10}$) sont deux

autresparamètrespermettant d'apprécier la qualité d'un matériau utilisé comme blindage, elles correspondent aux épaisseurs assurantune atténuation respectivement de 50 % et de 90% d'une radiation. Leurs expressions sont déterminées d'après *l'équation 1*,qui donne :

$$ep_{1/2} = \frac{\ln(2)}{\mu} \quad ; \quad ep_{1/10} = \frac{\ln(10)}{\mu} \qquad (Equation\ 2)$$

Le Code MCNP est un outil numérique utilisé pour modéliser le transport et l'interaction du rayonnement avec les matériaux. Il utilise les modèles de la physique des interactions de particules. Ce code est largement utilisé par les concepteurs de blindage et les chercheurs dans les domaines de radioprotection. Dans la présente étude, et pour chacun des mélanges étudiés, le code MCNPX 2.7[8]a été employé pour déterminer les débit de doses D_0 et D des radiations gamma en amont et en aval des couches de blindage en béton d'épaisseurs variables « x ». Le dispositif expérimental est présenté par la *Figure 1*
Pour valider les résultats des simulations numériques, des échantillons cylindriques de rayon R = 100 mm ont été confectionnés avec des épaisseurs variables « *x* » : 30,60, 95 et 155 mm. Pour chaque type de béton et pour chaque épaisseur, 3 éprouvettes ont été réalisées, la valeur de dose retenue étant la moyenne arithmétique.

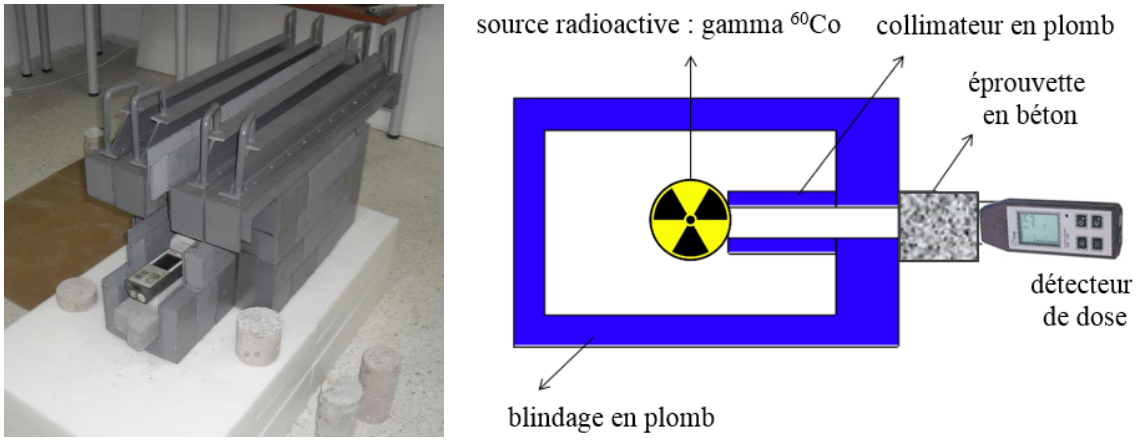


Figure 1.Dispositif expérimental pour mesurer les débits de doses

4. RESULTATS ET DISCUSSION

Le *Tableau 2* expose les différentes valeurs de débit de dose mesurées expérimentalement et estimées numériquement.Le coefficient d'atténuation linéaire a été déterminé graphiquement en se basant sur l'équation 1. Les valeurs de débit de dose mesurées expérimentalement et estimées numériquement avec le code MCNP sont en assez concordance. L'écart varie de -9% à +25%. Ces différences sont dues à la précision des appareils de mesures et aux simplifications apportées à la configuration réellelors de la simulation.

Tableau 2.Débit de Dose (µSv/h)pour les différents bétons étudiés irradiés par une source de 60Co

Mélange	0 cm		3 cm		6 cm		9,5 cm		15,5 cm	
	Exp	MCNP	Exp	MCNP	Exp	MCNP	Exp	MCNP	Exp	MCNP
MO	16,4	14,9	11,35	10,73	6,87	7,34	4,05	4,72	1,48	1,77
M1	16,4	14,9	11,33	10,67	6,85	7,29	3,97	4,68	1,44	1,74
M2	16,4	14,9	11,07	10,59	6,71	7,17	3,91	4,53	1,35	1,65
M3	16,4	14,9	10,18	10,52	6,18	7,07	3,71	4,44	1,31	1,58
M4	16,4	14,9	9,85	10,45	5,92	7,04	3,62	4,43	1,28	1,6

Les courbes de la *Figure 2* montrent que le débit de dose varie d'une façon exponentielle en fonction de l'épaisseur du blindage, cette allure est valable pour tous les mélanges étudiés, et selon les deux méthodes expérimentale et numérique.

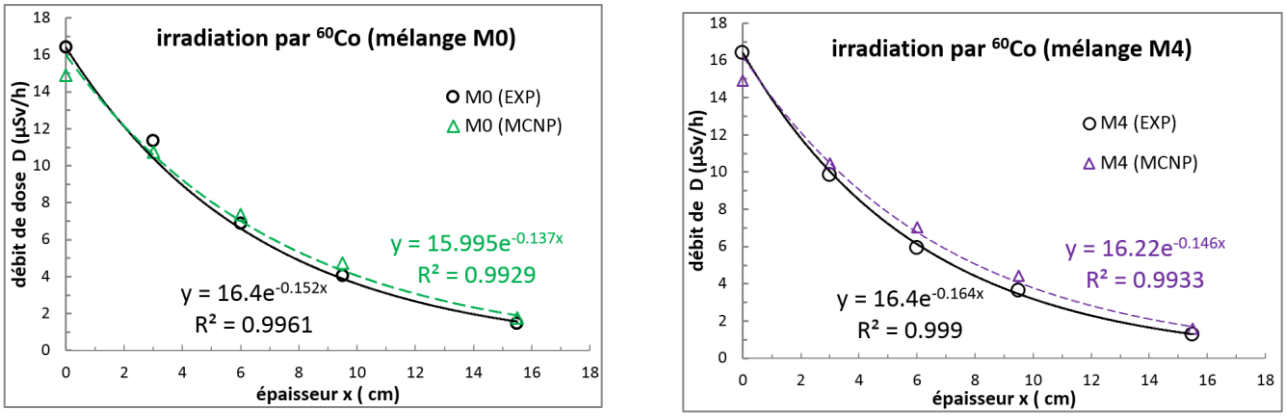


Figure 2. variation du débit de dose en fonction de l'épaisseur

Les courbes de tendances présentées dans la *Figure 2*sont caractérisées par un coefficient de corrélation R^2> 0.98 ce qui permet d'évaluer avec une précision acceptable le coefficient d'atténuation linéaire.La *Figure 3* montre que µ augmente linéairement avec le taux de substitution du sable par la baryte, et par suite avec le pourcentage massique de la baryte.Cette linéarité est issue à la foi des simulations numériques et des essais expérimentaux.La différence entre les valeurs expérimentales et numériques de µ est inférieure à 10 %.

Indépendamment de la méthode d'estimation numérique ou expérimentale, le *Tableau 3* enregistre des valeurs proches de $\Delta\mu / \mu_0$, où $\Delta\mu$ étant la variation de µ par rapport à μ_0 correspondant au béton de référence M0. Par exemple on note que pour un taux massique de 20% de baryte dans le béton (cas du mélange M3) le coefficient d'atténuation augmente d'environ 6 %, cette augmentation atteint 8% pour un taux de baryte de 25%

Tableau 3.Coefficient d'atténuation linaire

Mélange	µ (cm⁻¹) Exp	µ (cm⁻¹) MCNP	Δµ / µ0 (%) Exp	Δµ / µ0 (%) MCNP
M0	0.152±0.001	0,137	0,0%	0,0%
M1	0,153±0,001	0,138	0,7%	0,7%
M2	0,157±0,001	0,142	3,3%	3,6%
M3	0,162±0,002	0,145	6,6%	5,8%
M4	0,164±0,001	0,146	7,9%	6,6%

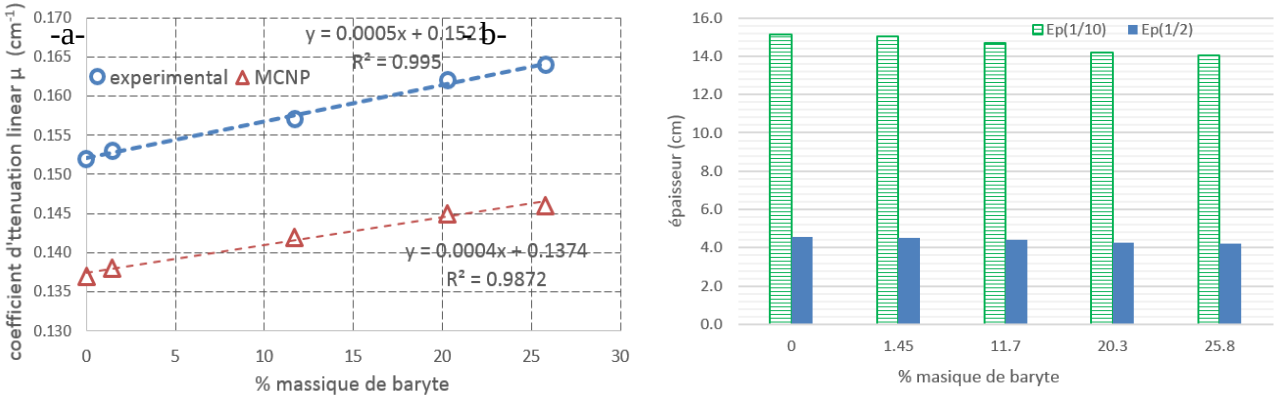


Figure 3 :-a-Coefficient d'atténuation linéique ;-b- épaisseurs (1/2) et (1/10) en fonction du taux massique de baryte

A partir des courbes de la *Figure 3-a* on peut déduire la loi empirique de *l'équation 3*qui exprime le coefficient d'atténuation $\mu_{(b)}$ d'un béton contenant un ratio massique de baryte (b%) en fonction du coefficient d'atténuation linéaire $\mu_{(0)}$ d'un béton de référence ordinaire sans baryte.

$$\mu_{b\%} = \mu_0 + 0.0005^{\pm 0.0001} \times b(\%) \qquad \text{(Equation 3)}$$

D'après la *Figure 3*-b, il est clair que les épaisseurs (1/2) et (1/10) diminuent avec le pourcentage massique de baryte. Pour le mélange M4, l'épaisseur (1/10) est réduite de 1,2 cm, soit une diminution de 8%. Cette réductiona un impact considérable sur les volumes de béton, surtout que dans plusieurs solutions de radioprotection, lesblindages en béton ordinaire peuvent avoir des épaisseurs dépassant les 200 cm.

5. CONCLUSION

A partir de cette étude numérique et expérimentale on peut tirer les conclusions suivantes :
-Le code de calcul MCNP peut être considéré comme un outil adéquat pour évaluer le coefficient d'atténuation linéaire du béton de baryte, l'écart avec les résultats expérimentaux ne dépasse pas 10%, l'utilisation de ce code est donc fortement recommandée pour réduire les doses reçues par le personnel technique, en diminuant le nombre des essais et des mesures lors de la conception des blindages.
-Le coefficient d'atténuation linéaire est proportionnel au pourcentage massique de baryte, il est maximal pour un pourcentage de baryte égale à 25% correspondant à une substitution totale du sable.
-Le remplacement de la totalité du sable d'un béton ordinaire par la baryte en poudre permet de réduire les épaisseurs des écrans de protection de 8 %.

Références bibliographiques

[1] Akkurt I., Akyildirim H., Mavi B., Kilincarslan S. and Basyigit C., 2010. Gamma-ray shielding properties of concrete including barite at different energies, Progress in Nuclear Energy, 52, pp. 620-623.

[2] Kharita MH., Takeyeddin M., Alnassar M.and Yousef S., 2008. Development of special radiation shielding concretes using natural local materials and evaluation of their shielding characteristics, Progress in Nuclear Energy, 50, pp. 33-36.

[3] Yüksel E. andBerivan Y., 2010. Investigation of some physical and mechanical properties of concrete produced with barite aggregate. Scientific Research and Essays, 5, pp. 3826-3833.

[4] Kilincarslan S., akkurt I. andbasyigit C.,2006. The effect of barite rate on some physical and mechanical properties of concrete. Materials science and engineering, A424 (1-2), pp. 83-86.

[5] Saidani K., Ajam L., Bergeoui K., and Reguigui N., 2013. Formulation d'un béton spécial de Radioprotection : effets sur les propriétés physico-mécaniques et sur l'atténuation neutrons-gamma. Journées Nationales De Béton : JNB'13; Hammamet – Tunisie, LGC-ENIT, pp. 68-73.

[6] Bouhlel S., 1982. Distribution du baryum et du strontium dans les gisements de la province fluorée tunisienne, application aux gîtes de Hammam Jedidi et Hammam Zriba-JebelGuebli. Univ. P. Sabatier, Toulouse.

[7] Wood J.,1982, Computational Methods in Reactor Shielding. PergamonPress , New York

[8] Shultis JK. andFaw RE., 2011. An MCNP primer. Dept. of Mechanical and Nuclear Engineering, Kansas State University.

Session 3 : Bétons et mortiers à base de ciments composés

Effets de l'attaque de sulfate de magnésium sur des mortiers à base des ciments composés au calcaire

Aidi Marzouki[a,c], Aouicha Beddey[b], Mongi Ben Ouezdou[a]

[a] *Laboratoire de génie civil, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Univertisé de Tunis El Manar, BP. 37, 1002 Tunis Belvédère, Tunis.*

[b] *Centre d'Etudes Techniques et d'Essais de Construction (C.E.T.E.C), Av, 15 Octobre 1009, Ouardia, Tunis.*

[c] *Institut Supérieur des Etudes Technologiques de Radès, ISET Radès, BP 172, 2098, Radès Medina, Tunis.*

E-mail du premier auteur: Aidi.marzouki@yahoo.fr

Résumé

Ce papier présente une étude de l'effet des fillers calcaires sur la résistance à l'attaque sulfatique des mortiers normalisé gâchés à maniabilité constante (E/C variable). Les ciments utilisés ont été fabriqués à l'échelle industrielle avec différents pourcentages d'ajout de calcaire. La qualité du broyage réalisée n'est pas constante, mais plutôt différente selon les ciments. Des éprouvettes 4x4x16 cm, muni de plots en acier inoxydable, ont été immergées durant huit mois dans une solution à 5% de sulfate de magnésium (à température ambiante). Jusqu'à 25% d'ajout calcaire, l'expansion mesurée après six mois d'exposition reste en deçà de la limite 0,05% définit par la norme ASTM C1012. Pour des taux plus élevés de calcaire, cette expansion dépasse largement la limite 0,1% de la même norme après seulement huit mois d'exposition. Des DRX ont montré la présence de gypse et de l'ettringite secondaire. Des observations au MEB et des analyses EDS ont montré la présence de l'ettringite au détriment de gypse et de thaumasite. Pour les taux élevés de calcaires, l'ettringites formées ont une morphologie différente (plus longue, apparemment plus rigide et rassemblées en pelotes disposées perpendiculairement à la matière) provoquant ainsi une dégradation plus néfaste indépendamment de la qualité de broyage des ciments.

Mots clés : *sulfate de magnésium, mortiers, fillers calcaires, expansion, ettringite, thaumasite.*

1. INTRODUCTION

L'industrie cimentière est une industrie énergivore. En Tunisie, elle représente plus de 35% de l'énergie consommée par tout le secteur industriel [1]. En 2010, les émissions de CO_2 du secteur cimentier représentent de l'ordre de 50% des émissions totales du secteur de l'industrie manufacturière de la Tunisie [2]. Cette libération de CO_2 est principalement liée aux procédés de fabrication du clinker [3]. Face à cette conjoncture, les cimentiers tunisiens se sont orientés vers l'ajout de calcaire dans la fabrication des ciments composés conformément à la norme NT 47.01. Cette ressource de substitution est quasiment la seule disponible dans le pays, à proximité des lieux de production. Ils fabriquent ainsi les ciments CEM II/A-L et CEM II/B-L. Pour des utilisations spécifiques dans des environnements sulfatés, les cimentiers tunisiens proposent en plus le type CEM I HRS[3] (C_3A~3%). Pour les projets publics et/ou les projets privés où l'assistance technique est exigée, ce ciment est très répandu pour les ouvrages enterrés ou exposés aux environnements sulfatés. Par contre pour les citoyens particuliers, le ciment CEM II/A-L est très demandé indépendamment de l'environnement d'exposition et ce ci pour deux raisons principales, (i) son prix réduit, relativement aux autres types de ciment, qui attire les consommateurs, (ii) l'inconscience, de ces consommateurs particuliers, de la rationalisation de son utilisation. D'autre part, des recherches [4, 5, 6] ont montré que la présence d'une faible quantité de calcaire dans le ciment (5%) n'a pas d'effet nuisible après attaque de sulfate. L'une des préoccupations concerne alors l'effet de l'accroissement de la quantité de carbonate de calcium vis-à-vis de l'attaque sulfatique et notamment la formation de thaumasite. C'est dans ce contexte que

[3] Haute Résistance aux Sulfates.

s'intègre ce travail qui consiste à étudier l'effet de sulfate de magnésium sur des mortiers à base des ciments contenant différentes teneurs en calcaire.

2. MATERIAUX UTILISES

2.1. Ciments

On a utilisé dans cette étude sept ciments composés qui ont été fabriqués par cobroyage, à l'échelle de l'usine, d'un clinker, d'un calcaire et d'un gypse naturel. Le calcaire utilisé contient principalement 92% de $CaCO_3$ alors que le gypse renferme de l'ordre de 12% de calcaire. Pour la fabrication de chaque ciment, une masse de clinker a été substituée par le calcaire. Le dosage de ce calcaire dans le ciment est de 0% (ciment de référence), 5, 12, 20, 25, 30 et 35% de façon à avoir des ciments de catégorie CEMI, CEMII/A-L et CEMII/B-L. Pour la suite, les ciments seront désignés respectivement aux pourcentages d'ajout de fillers par C0, C5L, C12L, C20L, C25L, C30L et C35L. Les résultats de l'analyse chimique de ces ciments montrent que, par effet de substitution du clinker, la teneur massique des constituants (oxydes) diminue lorsque l'ajout de calcaire augmente. La perte au feu augmente aussi avec le pourcentage de calcaire et confirme ainsi les pourcentages massiques de calcaire déclarés par le fabricant. L'étude de la finesse des ciments, déterminée par des mesures des refus à 40µm, a montrée que ces refus contiennent pratiquement une faible quantité de calcaire et une quantité de clinker qui varie très sensiblement d'un ciment à l'autre. La qualité du broyage réalisée sur ces ciments n'est pas alors constante, mais plutôt aléatoires.

2.2. Mortiers

Les mortiers ont été constitués, en masse, de 3 parties de sable normalisé et d'une partie de ciment. Le mortier témoin, contient le ciment de référence C0, est gâché, par l'eau distillée, à un rapport E/C=0,5. Le temps d'écoulement (t_0) de ce mortier témoin est mesuré au maniabilimètre LCPC type B conformément à la norme NF P 18-452. Pour garder la maniabilité constante (E/C variable), les mortiers avec les autres ciments ont été réalisés tout en ajustant la quantité d'eau de gâchage pour conserver le temps d'écoulement du mortier témoin (t_0±0,5s) au dit maniabilimètre. Ces rapports E/C varient peu avec le taux de calcaire dans le ciment, y compris pour les taux les plus élevés (0,489 < E/C < 0,509). Cette variabilité est plutôt liée à la finesse de broyage des ciments. Les fillers calcaires ajoutés n'influencent donc pratiquement pas la rhéologie des mortiers. Ils se comportent comme le clinker broyé et seule la finesse du broyage intervient.

3. PROGRAMME EXPERIMENTAL

Dans cette étude, les mesures ont été réalisées selon les recommandations de la norme NF P 18-837. Le coulage des mortiers, dans les moules 4x4x16 cm muni de plots en acier inoxydable, a été effectué en une seule couche avec 10 coups de compactage à l'appareil à choc. Six (06) éprouvettes ont été confectionnées pour chaque type de mortier. Après démoulage et conservation jusqu'à 28 jours d'âge dans l'eau de robinet, les éprouvettes de chaque mortier ont été sorties de l'eau et numérotées de 1 à 6. Leur longueur initiale L1(n), mesurée avec un rétractomètre ont été relevées. Les trois premières éprouvettes (n° 1 à 3) ont été, ensuite immergées dans un même volume d'une solution à 50 g/litre de sulfate de magnésium (pH = 7,8 à 23 °C) alors que les trois autres (n° 4 à 6) ont été conservées dans l'eau de robinet, comme série témoin. La solution de sulfate a été renouvèle tout les quinze (15) jours durant toute la période de conservation. A chaque échéance (t = 1 mois, 2 mois, 3 mois, 4 mois, 5 mois, 6 mois, 7 mois et 8 mois), les éprouvettes ont été sorties et essuyées par un chiffon humide et les mesures des longueurs Lt(n) ont été effectuées. La moyenne arithmétique des déformations relatives (en %) propre aux deux modes de conservation, a été alors retenue.

4. RESULTATS ET DISCUSSIONS

4.1. Variation dimensionnelle

Le suivi des variations dimensionnelles permet de tracer les courbes caractérisant l'expansion des éprouvettes témoins placées dans l'eau du robinet (figure 1-a) et des éprouvettes placées

en présence de sulfate de magnésium (figure 2-b). Les expansions dans l'eau du robinet présentent tout d'abord des fluctuations, puis se stabilisent ensuite entre 0,01 et 0,02% pour l'ensemble des mortiers (figure 1-a). Dans la solution de sulfate, on distingue, pour tous les mortiers, une première phase latente où l'expansion augmente progressivement jusqu'au cinquième mois (figure 2-b). L'expansion est alors globalement équivalente et n'excède pas 0,03%, quel que soit le taux de fillers calcaires et/ou la finesse de broyage de ciment. Cette phase correspond au temps nécessaire pour que les ions sulfates aient pu pénétrer par diffusion sur une profondeur critique du mortier [7]. Ensuite, une deuxième phase est observée, marquée par une augmentation rapide de la déformation des éprouvettes, notamment celles à base des ciments C30L et C35L. Pour ces deux mortiers, l'expansion est devenue particulièrement importante et elle atteint après huit mois seulement environ 0,12%. La norme ASTM C1012 définit deux limites d'expansion de mortiers à base de ciments type V (ASTM C150), après immersion de six (06) et douze (12) mois dans une solution à 5% de sulfate (voir figure 1-b). Après six mois, l'expansion des mortiers à base de ciment contenant jusqu'à 25% de fillers calcaire reste en deçà de 0,05% (figure 1-b). Par contre, pour les taux plus élevés de calcaire (C30L et C35L), la limite de 0,1% est largement dépassée après huit mois d'exposition seulement (figure 1-b).

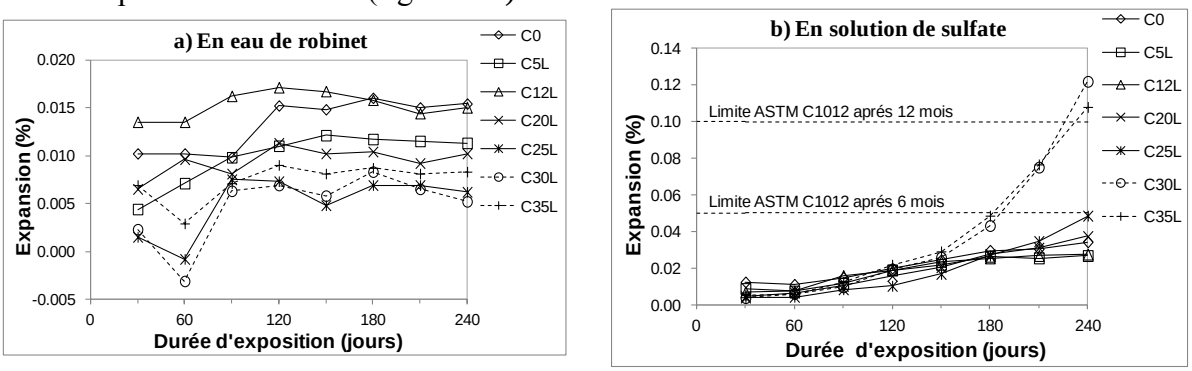


Figure 1 : Evolution de l'expansion en fonction du temps d'exposition

Ces mesures montrent donc qu'un ciment contenant jusqu'à 25% de fillers calcaires peuvent être exposés à un environnement sulfatique, selon les spécifications de la norme ACI 318-11. Pour des taux allant jusqu'à 12%, les expansions sont d'ailleurs comparables, voire plus faibles, que pour un ciment sans ajout. Par contre, des teneurs plus élevées engendrent des expansions hors limites, en raison probablement de l'augmentation de la porosité induite par l'effet des fillers calcaires [8], qui favorise la diffusion des ions sulfate en profondeur et la formation d'une plus grande quantité d'hydrates expansifs.

4.2. Analyse DRX

Dans un but d'identifier les phases minéralogiques responsables de mécanisme de dégradation, des DRX ont été effectués sur deux pâtes normales réalisées avec les ciments C5L, et C30L. Ces pâtes ont été immergées, aux mêmes conditions que l'essai sur mortiers, dans une solution de même concentration en sulfate de magnésium. Les diffractogrammes (non communiqués) montrent que le gypse et l'ettringite apparaissent dans les deux pâtes. La brucite est détectée uniquement dans la pâte C5L. Par la présence de sulfate de magnésium la portlandite réagit et produit du gypse secondaire expansif et de la brucite [9]. La très faible solubilité de cette brucite favorise la consommation d'hydroxyde de calcium. Cela conduit à une réduction du pH et par conséquent le silicate de calcium hydraté (C-S-H), qui est responsable des principales propriétés de cohésion et de durabilité des ciments hydratés, devient plus vulnérable aux attaques de sulfate [10]. Pour les teneurs élevées de substitution calcaire (cas de la pâte C30L), la quantité de portlandite est vraisemblablement moindre et le sulfate attaque alors directement la structure de CSH, sans que la brucite apparaisse. Les C-S-H réagissent alors avec le sulfate de magnésium pour donner naissance au gypse expansif et à un gel (Ca,Mg)-S-H aux propriétés faiblement liante.

4.3. Observations au MEB et analyses EDS

Afin de distinguer entre l'ettringite et la thaumasite (hydrates à morphologie semblable), des observations au MEB ont été effectuées sur des fractures fraiches des mortiers C5L et C30L après les huit mois de conservation dans la solution de sulfate.

Pour le mortier C5L, ces observations montrent des petites pelotes d'aiguilles ou des aiguilles seules de longueur 5µm environ (figure 2-a). Dans la plupart des cas, ces aiguilles sont disposées de façon aléatoire (figure 2-a), notamment sur la surface des pores, et leur quantité peut être importante par endroit. Les analyses EDS montrent la présence de calcium (Ca), de soufre (S), d'aluminium (Al), de silicium (Si) et d'oxygène (O) (figure 2-b). Une faible répartition de fissures à été aussi constatée sur la surface.

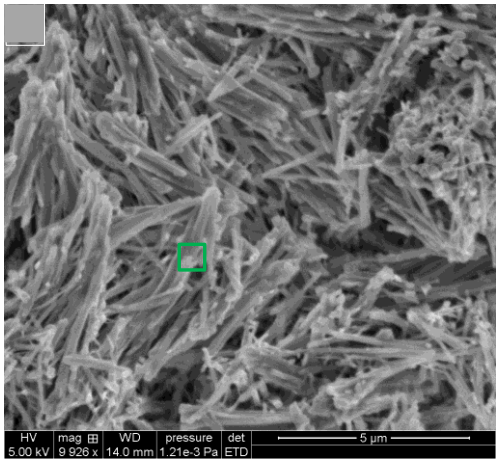


Figure 2-a : Morphologie de l'ettringite (mortier C5L)

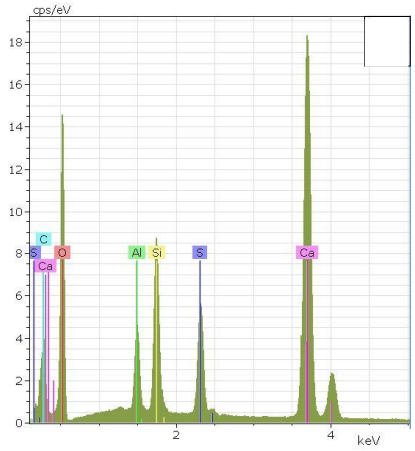


Figure 2-b : Spectre EDS de la partie sélectionnée (mortier C5L)

Les aiguilles observées dans le mortier C30L ont une morphologie différente de celle du mortier C5L. Elles apparaissent sous forme de bouquets d'aiguilles de longueur environ 10µm (figure 3-a). Ces aiguilles, formées dans les cavités du mortier durci, sont disposées perpendiculairement à la surface de la matière et entourées par des fissures plus amples, de répartition plus intense et qui se propagent dans toutes les directions. L'identification EDS de ces aiguilles montre également la présence de Ca, S, Al, Si et O (figure 3-b)

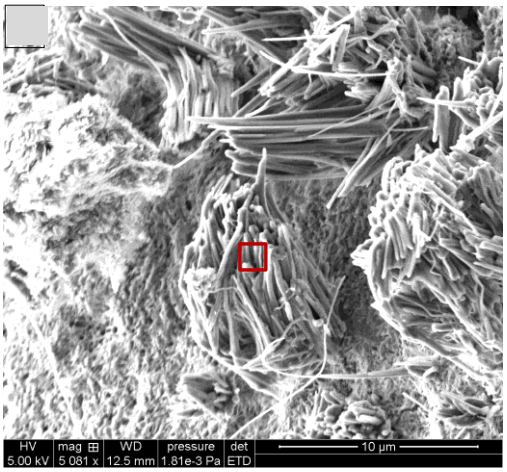


Figure 3-a : Morphologie de l'ettringite, (mortier C30L)

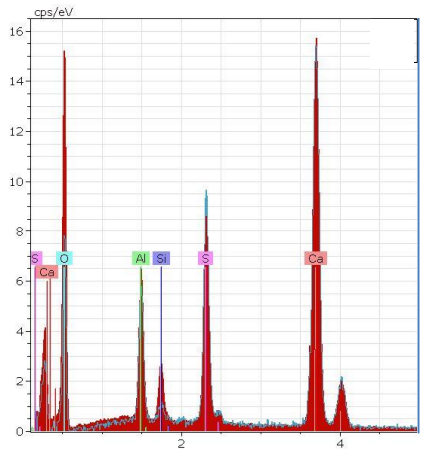


Figure 3-b : Spectre EDS de la partie sélectionnée (mortier C30L)

Le bilan des analyses EDS effectuées sur les deux mortiers confirment la présence d'ettringite secondaire au détriment du gypse, qui est parfois détecté et de la thaumasite. Dans le processus d'hydratation des ciments riches en calcaire, la calcite favorise la formation de carboaluminate, même à long terme [11, 12]. Le carboaluminate est alors le principal composé responsable de la formation de l'ettringite secondaire par réaction avec les ions sulfates [13]. On explique ainsi la différence de morphologie entre l'ettringite formée

dans les deux mortiers. L'ettringite secondaire induit l'expansion enregistrée, en particulier pour les taux élevés de calcaire (mortier C30L) où ses baguettes sont plus longues et apparemment plus rigides que dans le mortier C5L, provoquant ainsi une expansion excessive. La présence d'alumine (analyse EDS) réfute l'existence de la thaumasite, même pour les teneurs élevées en calcaire (mortier C30L). La silice provient très probablement des silicates de calcium hydratés C-S-H sous forme d'une fine et courte texture fibreuse disposée sur la surface de la matière. Irassar [14] a montré que dans la majorité des cas, la thaumasite se forme après une plus longue période d'immersion dans les solutions de sulfates (plus de deux ans). Les fissures observées sont la conséquence des expansions engendrées par l'ettringite. Leur ampleur est plus importante pour les teneurs élevées en calcaires (mortier C30L).

5. CONCLUSIONS

Les résultats de cette étude montrent que l'expansion des mortiers avec jusqu'à 12% d'ajout calcaires sont comparable ou même améliorées relativement au ciment témoin (sans ajout calcaire). Les mortiers contenant jusqu'à 25% de fillers peuvent alors être exposés à un environnement sulfatique de la classe modérée indépendamment de la finesse de broyage. Pour les taux élevés de calcaire (C30L et C35L) la limite de 0,1% d'expansion a été largement dépassée après, seulement, huit mois d'exposition. Par conséquent l'emploi de ces types de ciments ne peut pas être autorisé dans les environnements exposés aux sulfates. En présence de sulfate de magnésium, le calcaire favorise la formation d'ettringite secondaire au détriment du gypse et de thaumasite. Pour les taux élevés de calcaire (C30L), l'ettringite se forme en baguettes longues (~10µm), rassemblées en bouquets et disposées perpendiculairement à la matière. Ces hydrates sont vraisemblablement les causes principales des expansions excessives et donc des fissurations intenses de la microstructure.

Références bibliographiques

[1] Rapports internes du Ministère de l'Industrie et de la Technologie (2011).

[2] Rapport de l'Agence Nationale pour la Maitrise de l'Energie (ANME). Maitrise de l'énergie en Tunisie. Chiffres clés. 3ème Edition, Juin 2011.

[3] Site Internet, Busnes News.com.tn, Janvier 2014.

[4] Hooton R D, Nokken M, Thomas M D A. Portland-Limestone Cement: State-of-the-Art Report and Gap Analysis for CSA A 3000. Cement association of Canada. University of Toronto 2007.

[5] Hooton R D. Effects of carbonate additions on heat of hydration and sulfate resistance of portland cements. In Carbonate Additions to Cement. ASTM STP 1990; 1064: 73-81.

[6] Schmidt T, Lothenbach B, Romer M, Neuenschwander J, Scrivener K. Physical and microstructural aspects of sulfate attack on ordinary and limestone blended Portland cements. Cement and Concrete Research 2009; 39: 1111–1121.

[7] El Hachem R, Rozière E, Grondin F, Loukili A. Etude multicritères de l'attaque sulfatique externe du béton. Séminaire International, Innovation et Valorisation en Génie Civil et Matériaux de Construction. Rabat Novembre 2011.

[8] Marzouki A, Lecomte A, Beddey A, Diliberto C, Ben Ouezdou M. The effects of grinding on the properties of Portland-limestone cement. Construction and Building Materials 48 (2013) 1145–1155.

[9] Clastres P, Gille E. Pathologie et diagnostic des ouvrages en béton et en béton armé, colloque international sols et matériaux à problemes, Tunisie 2007.

[10] Hartshorn S A, Sharp J H, Swamy R N. Thaumasite formation in Portland-limestone cement pastes. Cement and Concrete Research 1999; 29: 1331-40.

[11] Lothenbach B, Le Saout G, Gallucci E, Scrivener K. Influence of limestone on the hydration of Portland cements. Cement and Concrete Research 38 (2008) 848–860.

[12] Voglis N, Kakali G, Chaniotakis E, Tsivilis S. Portland-limestone cements. Their properties and hydration compared to those of other composite cements. Cement & Concrete Composites 27 (2005) 191–196.

[13] Irassar E F, Bonavetti V L, Trezza M A, Gonzalez M A. Thaumasite formation in limestone filler cements exposed to sodium sulphate solution at 20°C, Cement & Concrete Composites 27 (2005) 77–84.[14] Irassar E F. Sulfate attack on cementitious materials containing limestone filler - A review. Cement and Concrete Research 2009; 39: 241–254.

Influence du type et de la teneur des additions minérales en substitution au ciment sur les performances des bétons adjuvantés

Abdelhamid R'mili[1,2], Sarra Chouchène Ben Tahar[2,3]

[1] Université de Tunis El Manar, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, LR-03-ES05 Génie Civil, 1002, Tunis, Tunisie;
[2] Université de Tunis, Ecole Nationale Supérieure d'Ingénieurs de Tunis, 1008, Tunis, Tunisie ;
[3] CONMIX-Tunisia, Z.I. Mégrine Saint Gobin, Route : Z4, Tunis- Tunisia
E-mail du premier auteur: abdelhamid.rmili@esstt.rnu.tn

Résumé

L'impact environnemental des matériaux de construction est assez important. La production des matériaux contribuent au réchauffement climatique et se caractérisent par une consommation d'énergie. La prise en compte de ces enjeux se traduit par de nombreuses actions qui visent à réduire l'empreinte économique et environnementale de la construction et en particulier celui du béton. Parmi les opportunités actuelles on distingue l'utilisation d'additions cimentaires alternatives ou le recyclage des déchets dans le béton. L'incorporation d'ajouts minéraux directement dans le béton permet de multiples avantages de point de vue technique, économique et environnemental.

Cette étude porte sur l'incorporation de 4 additions minérales de formation calcaire ou siliceuse en remplacement partielle du ciment afin d'améliorer les propriétés et de baisser le coût des bétons. C'est ainsi qu'un sable de dune du désert broyé, un déchet de verre broyé, un filler calcaire et un déchet de marbre broyé ont fait l'objet d'une étude expérimentale sur des bétons adjuvantés destinés à la confection des bétons prêts à l'emploi. Après optimisation du béton témoin, une étude expérimentale préliminaire a permis de choisir le type et le dosage de l'adjuvant, parmi un plastifiant et un superplastifiant, répondant aux critères demandés. Ensuite une campagne d'essais en faisant varier le taux de chacun des ajouts de substitution à raison de 5, 10, 15 et 20 % a permis de comparer les performances des différents bétons. Ces performances concernent l'ouvrabilité à 0, 30 et 60 minutes, les résistances à la compression à 7,28 et 90 jours et à la traction par flexion. L'étude est couronnée par une évaluation économique sur le prix et le gain obtenu d'une part et la classification des bétons étudiés vis à vis des critères normatifs actuels d'autre part.

Mots clés : *Filler calcaire, déchet de verre, déchet de marbre, sable de dune du désert broyé, ouvrabilité, résistance.*

1. INTRODUCTION

Cette étude entre dans le cadre de l'amélioration des performances du béton en vue de la confection des bétons prêts à l'emploi (BPE) et d'en proposer des gammes de formulation économiques répondant aux critères normatifs des bétons à propriétés spécifiés. Elle vise à formuler des bétons écologiques respectant l'environnement et consommant les déchets industriels.

Une des alternatives pour réduire le coût et l'impact environnemental des bétons consiste à la substitution du ciment par des additions minérales peu énergivores. C'est dans ce contexte que se situe cette étude qui consiste à l'incorporation de différentes additions minérales dans la composition des BPE. Elle présente l'influence du type et de la teneur de ces ajouts sur les caractéristiques des bétons. Quatre additions d'origine naturelle (filler calcaire et sable de dune du désert broyé) ou de déchet industriel (verre et marbre broyés) ont été substituées au ciment à des teneurs allant de 5, 10, 15 et 20%.Des essais expérimentaux permettront d'évaluer l'effet de ces additions sur les propriétés des bétons à l'état frais, en mesurant l'ouvrabilité en fonction du temps (0, 30 et 60 minutes). D'autres essais montreront

l'influence de ces additions sur les performances du béton durci en déterminant les résistances à cours, moyen et long terme (7, 28 et 90 jours).
Une synthèse finale fera l'objet d'une classification normative et une évaluation économique des bétons obtenus.

2. IDENTIFICATIONS DES MATERIAUX CONSTITUTIFS

Les matériaux utilisés dans cette étude sont constitués de [1] :

- un sable siliceux provenant de la carrière de Borj Hfaieth, Grombalia –Tunisie.
- deux graviers calcaires provenant de la carrière Djebel Ressas (Mornag–Tunisie).
- un ciment : CEM I 42.5 (NT47.01), fabriqué à la cimenterie CAT- COLACEM. Sa densité est égale à 3.1 et sa Surface Spécifique Blaine (SSB) est égale à 354 m^2/kg.
- quatre additions minérales : deux de type siliceux et et deux de type calcaire.
- Deux adjuvants : un plastifiant (PL) et un super-plastifiant (SPL) fabriqués et commercialisés par CONMIX Tunisia.

Les caractéristiques des constituants sont présentées dans les tableaux 1, 2 3 et 4.

Tableau 1 : Caractéristiques physiques des granulats

Granulat	*Classe Granulaire*	*MVA (kg/dm^3)*	*MVR (kg/dm^3)*	*Coefficient absorption*	*Equivalent Sable*	*% fines (63 µm)*	*Module finesse*
Sable : S1	*0/2*	*1,302*	*2,661*	*0,8*	*89,38*	*1,44*	*1,94*
Gravier 1 : G1	*2/5*	*1,513*	*2,737*	*0,6*			
Gravier 2 : G2	*5/12*	*1,492*	*2,739*	*0,4*			
Gravier 3 : G3	*12/20*	*1,740*	*2,740*	*0,4*			

Tableau 2 : Caractéristiques physiques des additions minérales

Type d'additions	*Catégorie*	*Origine*	*Code*	*Densité*	*Coefficient d'équivalence*	*SSB (m^2/kg)*	*Fines (%)*	
							*63*µm	*125*µm
Siliceuse	*Sable dune broyé*	*Naturel*	*SD*	*2,67*	*0.1*	*108,25*	*25*	*70*
	Verre broyé	*Déchet*	*DV*	*2,52*	*0.1*	*126,32*	*49*	*62*
Calcaire	*Filler calcaire*	*Naturel*	*FC*	*2,70*	*0.25*	*456,67*	*100*	*100*
	Marbre broyé	*Déchet*	*DM*	*2,80*	*0.25*	*86,28*	*20*	*40*

Tableau 3 : caractéristiques chimiques du ciment et des additions minérales

Type	*SiO_2*	*Al_20_3*	*CaO*	*Fe_20_3*	*MgO*	*SO_3*	*K_20*	*Na_2O_3eq*	*CaO_2*	*Perte au Feu*
CEM I	*21,41*	*3,59*	*65,41*	*4,46*	*1,58*	*1,87*	*0,31*	*0,3*	*21,3*	*0,69*
SD	*93.7*	*0.2*	*1.8*	*1.58*	*0.26*		*0.36*	*0.38*		
DV	*70.80*	*1.01*	*10.49*	*1.85*	*2.25*	*0.10*	*0.12*	*7.46*		
FC	*0.10*	*0.06*	*55.38*	*0.01*	*0.14*				*$CaCO_3$= 99.39*	
DM	*1.26*	*0.40*	*39.42*	*0.18*	*2.53*	*0.20*			*$CaCO_3$= 97.80*	

Tableau 4 : caractéristiques des adjuvants

Type	*Code*	*PH*	*Densité*	*Extrait sec(%)*	*% utilisation*	*Fonction*
Plastifiant	*PL*	*7-9*	*1,17*	*38*	*0,5-1,5*	*Maniabilité du béton*
Superplastifiant	*SPL*	*7-9*	*1,20*	*33*	*0,5-3*	*Maintien l'ouvrabilité*

3. ETUDE DE FORMULATION DES BETONS

3.1. Composition du béton témoin (sans ajouts) B_0

Cinqméthodes de formulationde béton ont étéeffectuées pour la composistion du béton témoin: méthode de Dreux-gorisse, de Baron-Ollivier, méthode suisse (SIA 162), méthode Européenne (EN 12620, 2002, EN 206-1, 2002), et par le logiciel Béton-Labpro [2] (tableau5 [1]).

Tableau 5 : Composition du béton témoin

N°	*I*		*II*		*III*		*IV*		*V*	
Méthodes	*Dreux-Gorisse*		*Baron-Olivier*		*Suisse SA 162*		*Béton-LabPro*		*Europénne-CONMIX*	
Dosage	*%*	*kg/m³*	*%*	*kg/m³*	*%*	*kg/m³*	*%*	*kg/m³*	*%*	*kg/m³*
Sable S1	*20*	*386,00*	*15*	*266,02*	*30*	*558,73*	*40*	*741,10*	*40*	*729,00*
Gravier G1	*18*	*357,00*	*28*	*523,31*	*22*	*418,94*	*8*	*148,80*	*8*	*153,71*
Gravier G2	*7*	*142,00*	*7*	*130,82*	*23*	*439,59*	*28*	*518,00*	*28*	*538,00*
Gravier G3	*55*	*1027,0*	*50*	*934,48*	*25*	*477,81*	*24*	*474,60*	*24*	*461,14*
Ciment		*350*		*350*		*350*		*350*		*350*
Eau		*171*		*190*		*175*		*175*		*172*
Air	*1,1*		*1,5*		*1,1*		*1,3*		*1,4*	
Densité		*2,434*		*2,394*		*2,419*		*2,415*		*2,407*
E/C		*0,49*		*0,54*		*0,50*		*0,50*		*0,49*
G/S		*3,95*		*5,97*		*2,39*		*1,54*		*1,58*

Le tableau 5 montre que les méthodes I,II et III présentent des proportions de granulats incompatibles (rapport Gravier/sable trop élevé) par rapport aux méthodes IV et V. Vuel'indisponibilité du logiciel « Bétonlabpro » et la concordance des résusltats entre IV et V; la méthode Va été retenue pour la composition du « béton temoin B_0 ».

3.2. Composition du béton témoin adjuvanté

Pour garantir les critères des BPE, deux adjuvants (tableau 4) ont été testés avec le béton témoin B_0en variant la teneur en plastifiant (PL) et en super-plastifiant (SPL) de 0, 0.5, 1 et 1.5 % (on ne présente pas ici les dosages des constituants de chacun des bétons correspondants). Le comportement à l'état frais et durci a été mené en déterminant les affaissements du béton à 0, 0.5et 1heure et les résistances caractéristiques à 7,28 et 90 jours (fig.1) [1].

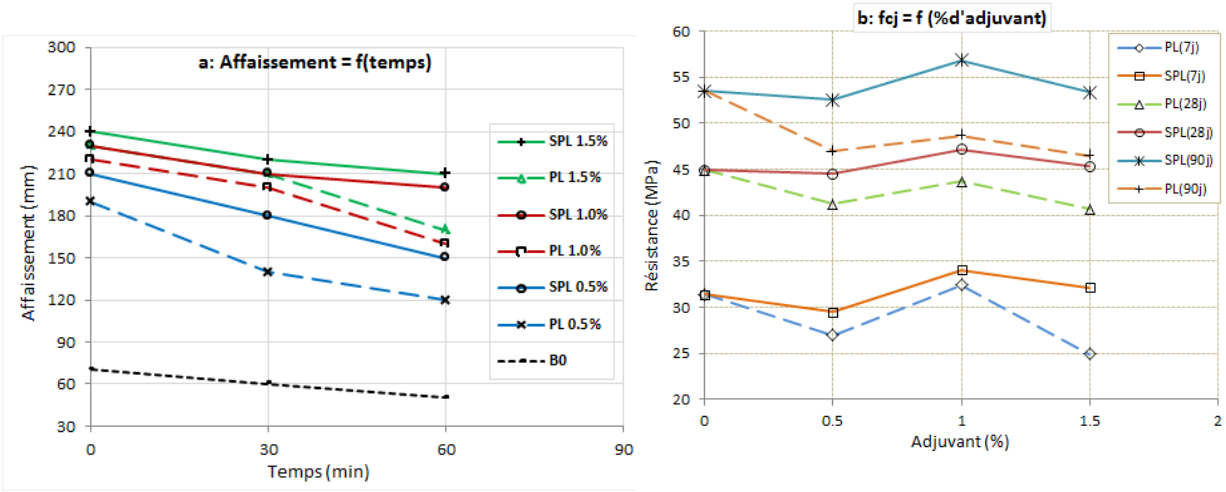


Fig.1: Caractéristiques du béton témoin B_0 pour le plastifiant (PL) et le superplastifiant (SPL)

La figure (1a) montrent que les affaissements des bétons avec plastifiant (PL) et superplastifiant (SPL) sont plus élevés que ceux du béton témoin (B_0) et que ceux à base de SPL sont meilleures que ceux avec PL. Pour 1% et 1.5%, le SPL assure le maintien d'une maniabilité constante en fonction de temps, alors que cette maniabilité diminue pour le PL au-delà de 30min, cette tendance suit les résultats trouvés dans la littérature [3].

La figure (1 b) montre que les résistances mécaniques fc_7, fc_{28} et fc_{90} des bétons à base de SPL sont meilleures que celles à base de PL et qu'un optimum est obtenu pour 1% pour les deux adjuvants.

Suite à ces résultats on a opté le dosage de1 % de SPL pour le « béton témoin adjuvantéB_0A ».

3.3. Composition des bétons avec additions minérales

Les bétons avec ajouts ont été formulés ensubstituant les quatre additions minérales de 5, 10, 15 et 20% chacunepar rapport au dosage massique du ciment de B_0A (NT 21.195 - EN206-1).Pour ces différents bétons, le rapport « Eau/Liant » est maintenu constant (= 0,5) et le liant est fixé à 350 kg/m^3. Les dosages des granulats sont corrigésen fonction de la teneur de l'addition incorporée.

4. CARACTERISTIQUES RHEOLOGIQUES A L'ETAT FRAIS

L'ouvrabilité des bétons est déterminée en mesurant les affaissements au cône d'Abrams à 0, 30 et 60 min afin d'évaluer le maintien de l'ouvrabilité dans le temps (fig.2) [1].

Les courbes de la figure 2 montrent que le filler calcaire permet d'obtenir une ouvrabilité plus élevée et constante en fonction du temps que le B_0A [4]. Pour le déchet de verre, le sable de dune et le déchet de marbre plus leur teneur augmente plus la consistance du béton devient plus ferme [5]. Au temps zéro, leurs affaissements ne subissent aucune chute pour 5 et 10 % d'ajout mais elles décroissent respectivement de 25, 26 et 34 % après 1 heure de gâchage. Seuls le déchet de marbre et le sable de dune respectivement au-delà de 10 et 15 % ne satisfont pas les critères souhaités par les BPE (affaissement > 120 à 150 mm). Ceci est du probablement à l'augmentation du taux de cisaillement du mélange provoqué par frottement des grains anguleux du marbre concassé et à l'augmentation de de la viscosité provoqué par le sable de dune [5,6].

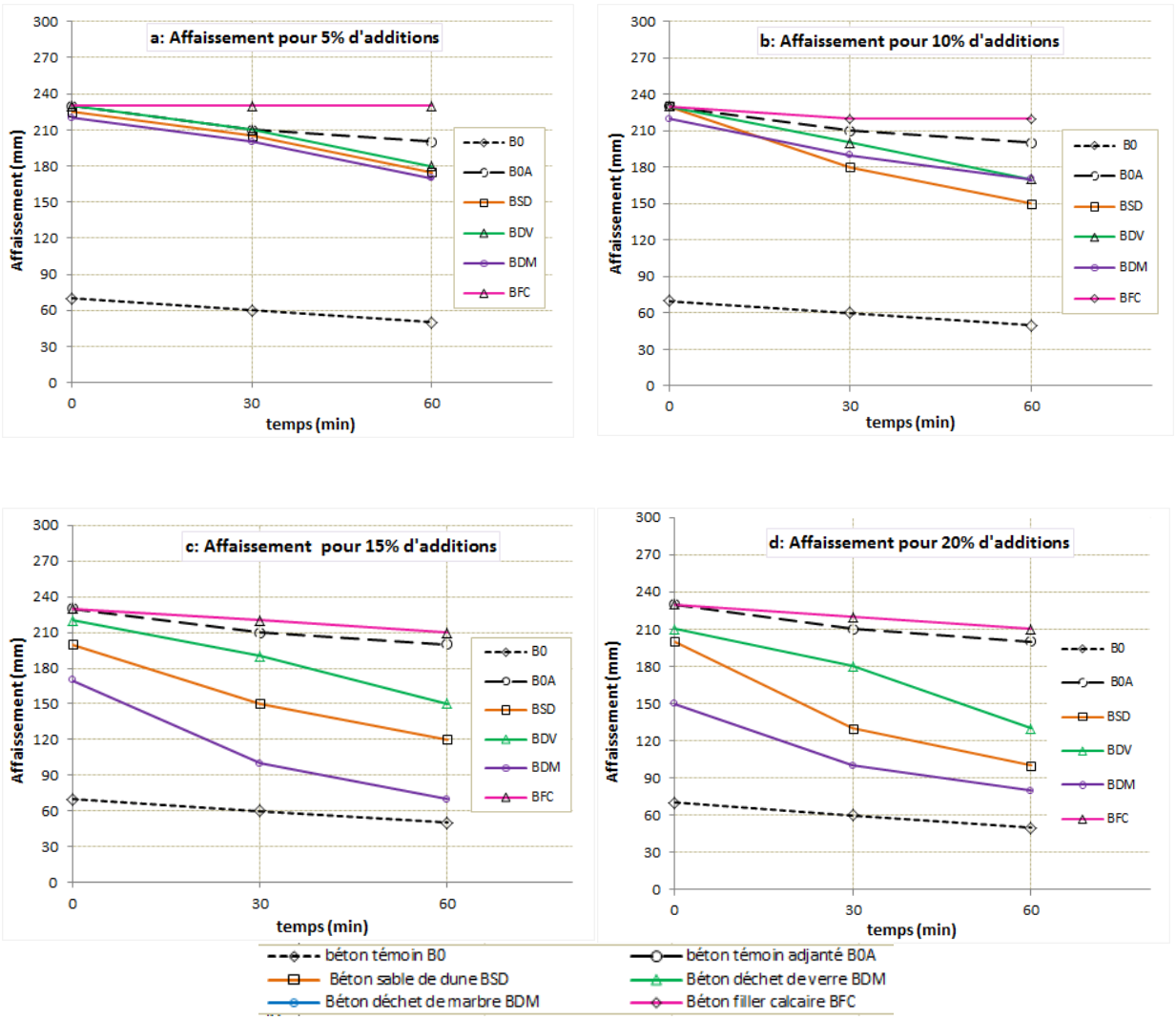


Fig.2 : Affaissements des bétons en fonction du temps pour différents teneur d'additions minérales

5. CARACTERISTIQUES A L'ETAT DURCI

Les bétons étudiés sont soumis à la caractérisation mécanique en déterminant les résistances en compression à 7, 28 et 90 jours, les résistances à traction par flexion à 28 jours [1].

Les courbes de la figure (3A, B et C) montre qu'à jeune âge (7 jours) les résistances à la compression des bétons avec additions sont supérieures à celle du béton témoin jusqu'à 13 %. A moyen terme (28 jours) ces résistances deviennent inférieures à celles du béton témoin sauf pour le filler calcaire où il garde des valeurs supérieures jusqu'à 12 %. A long terme (90 jours) la diminution est faible mais les résistances restent supérieures à 45 MPa, ce qui montre l'influence pozzolanique positif des additions minérales au-delà de 28 jours [6].

La figure (3D) représente les résistances à la traction par flexion et montre que les bétons avec addition diminuent légèrement par rapport aux bétons témoins avec et sans adjuvant (B0A et B0) ; En outre on remarque que contrairement aux résistances à la compression les additions ayant la forme des graina anguleux donnent des résistances à la traction meilleures [6,7].

6. CONCLUSION

Cette étude a montré que la substitution du ciment par des additions minérales améliore certaines propriétés du béton. En fait les additions calcaires améliorent l'ouvrabilité et les additions siliceuses améliorent les performances mécaniques. Des bétons dosé de 280 kg/m^{3}de ciment et de 20 % de substituant donnent des performances très intéressantes.

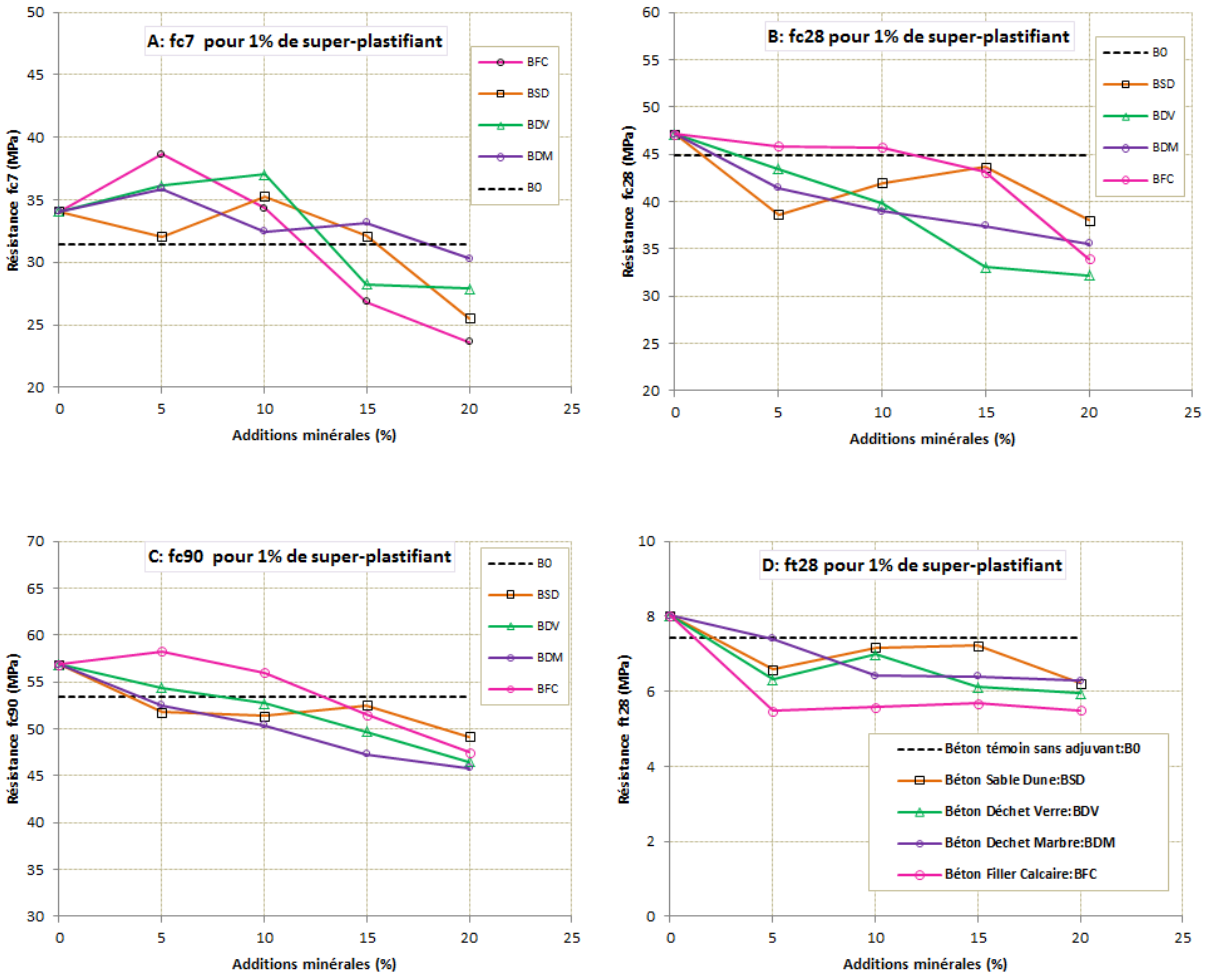


Fig. 3: Résistances des bétons avec additions minérales

En effet et en classant les bétons étudiésselon la norme NT 21.195 (EN 206-1), les taux de substitution de 10, 15 et 20 % donnent des bétons appartenant respectivement aux gammes de résistance de 37/45, 30/37 et 25/30 et de consistance de S5, S4 et S3. Ces critères peuvent répondre à des BPS.

Le gain varie de 3,5 à 8,5 DT par mètre cube de béton, respectivement pour une substitution de 15 de filler calcaire et 20 de sable de dune faisant bénéficier à l'entreprise 32 à 42 MDT pour une production de 5000 m^3. Ainsi cette étude,réalisée dans un milieu industriel (à Conmix-Tunisia), a montré l'intérêt d'une telle approche pour la confection des éco-bétons.

Références bibliographiques

[1] Couchène S.,2014; Influence des additions minérales sur les propriétés des bétons prêts à l'emploi, PFE, Ecole Natinale Supérieure d'Ingénieurs de Tunis (ENSIT).

[2]Sedran T., de Larrard F., 2000 ; BetonlabPro 2,Computer-Aided Mix-Design Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chausse´es, 28 rue des Saints-Peres, 75 007 Paris, France.

[3] Collepardi M., 1998; Admixtures used to enhance placing characteristics of concrete. Cem.Concr. Compos 20(2–3):103–12.

[4] Bederina M., makhloufi Z., bouziani T., 2011 ; Effect of limestone fillers the physic-mechanical properties of limestone concrete, Physics Procedia, vol. 21, pp. 28 – 34.

[5] Patrick L. Maier, Stephan A. Durham,2012;Beneficial use of recycled materials in concrete mixtures, Cons. Buil. Mat., vol.29, pp. 428-437.

[6]Guettala S., Mezghiche B., Mellas M., 2012; Influence of addition dune sand powder to cement, on the properties physical-mechanical and deformability of concrete. Asian Jour. Civil Eng.,vol. 13(6), 765-78.

[7]Fu Jia Luo, Li He, Zhu Pan, Wen Hui Duan, Xiao Zhao, Frank Collins , 2013;Effect of very fine particles on workability and strength of concrete made with dune sand, Cons. Buil. Mat.,Volume47, pp.131-13.

Etude expérimentale et théorique de l'influence de la granulométrie des fillers calcaire sur le comportement autoplaçant du béton

Benjeddou Omrane[1,2], Soussi Chokri[1,3], Jedidi Malek[1,2], Tounsi Morched[4]

1 : Institut Supérieur des Etudes Technologiques de Sfax-Tunisie

2 :Université de Tunis El Manar, Laboratoire de génie civil, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis

3 :Université de Sfax, Laboratoire de Géoressources, Matériaux, Environnement et Changement Globaux, Faculté des sciences de Sfax-Tunisie

4 :Technicien premier de laboratoire de Génie Civil de l'Institut Supérieur des Etudes Technologiques de Sfax-Tunisie

E-mail du premier auteur: benjeddou.omrane@gmail.com

Résumé

Dans le cadre de la formulation des bétons autoplaçants, un grand volume d'additions est nécessaire pour augmenter le volume de la pâte et réduire la quantité de ciment. Parmi les additions minérales, le filler calcaire a été largement utilisé par les auteurs pour la composition des BAP .Mais les propriétés des BAP dépendent directement des caractéristiques du filler (granulométrie, finesse, formedes grains…). Cette recherche s'est dans un premier temps appuyée sur une caractérisation complète des fillers calcaire provenant de taillage des blocs calcaire de Djebel Borj El Akerma à Gafsa en tant que matériau pulvérulent. Ensuite ces fillers sont divisés en quatre classes granulaires et sont insérés progressivement dans des mélanges cimentaires.

Ce papier présente une étude expérimentale et théorique de l'influence de ce type de filler, en variant l'étendue granulaire, sur le comportement à l'état frais des mélanges cimentaires. Cette étude a conduit que la prise en compte de la granulométrie des fillers ainsi que sa surface spécifique influe considérablement sur les propriétés d'écoulement des bétons autoplaçants.

Mots clés : *béton autoplacant (BAP); filler calcaire; comportement autoplaçant; écoulement; Essai; Modèle.*

1. INTRODUCTION

L'incorporation des fillers est une alternative intéressante pour améliorer non seulement les propriétés à l'état frais, mais aussi les résistances mécaniques des bétons autoplaçants, due à leurs propriétés hydrauliques latentes [1].

Toutefois, le mélange des ciments avec les fillers n'est pas une opération simple, à cause de la variété des paramètres et de leur influence sur la composition et la rhéologie du béton.

Parmi ces paramètres, la surface spécifique et l'étendue granulaire d'un même filler peuvent se manifester par des synergismes ou des antagonismes entre les constituants tels que ciment, eau et adjuvant.

A l'heure actuelle, il n'ya pas des critères de choix des additions fillers pour améliorer les propriétés rhéologiques d'une formulation donnée [2].

Cette étude expérimentale et théorique s'inscrit sur cette optique et porte sur l'influence de la granulométrie ainsi que la surface spécifique sur le comportement à l'état frais des bétons autoplaçants.

2. ETUDE EXPERIMENTALE

2.1. Identification de filler calcaire

- Composition chimique

Quatre fillers (F1, F2, F3 et F4) de même nature, ont été sélectionnés au terme d'une phase préalable de caractérisation selon leurs étendues granulaires, dont F1 (0 - 400) est le filler témoin (Tableau 2).

A partir de l'analyse physico - chimique présentée dans le tableau 1, on observe que les fillers sont riches en calcite ($CaCO_3$ = 97%) et sont dépourvus de matières argileuses et organiques.

Tableau 1. Composition chimique de filler calcaire

PAF (%)	CaO (%)	MgO (%)	SiO_2 (%)	Fe_2O_3 (%)	Al_2O_3 (%)	Na_2O (%)	K_2O (%)	SO_3 (%)	P_2O_5 (%)
43.09	54.20	0.69	0.37	0.17	0.11	0.02	0.07	0.06	0.034

Les caractéristiques physiques, identifiées aux laboratoires de l'ISET de Sfax, des quatre fillers utilisés sont présentées dans le tableau 2 suivant:

Tableau 2. Paramètres physiques des quatre classes granulaires des fillers

Filler calcaire	Classe granulométrique (µm)	Coefficient de courbure	Coefficient de HAZEN	Masse volumique absolue (g/cm^3)	Masse volumique apparente (g/cm^3)	Surface Spécifique Blaine (cm^2 /g)
F1	0/0.400	3.33	30	2.71	1.05	3064
F2	0/0.200	2.82	15	2.71	1.03	3162
F3	0/0.125	2.09	10.6	2.71	0.90	3959
F4	0/0.080	1.87	8.6	2.71	0.81	4405

- Analyse granulométrique

Les courbes d'analyse granulométrique, déterminées par l'essai de tamisage par voie humide et complétées par l'essai sédimentomètrique, des quatre fillers calcaire utilisés sont présentées sur la figure suivante:

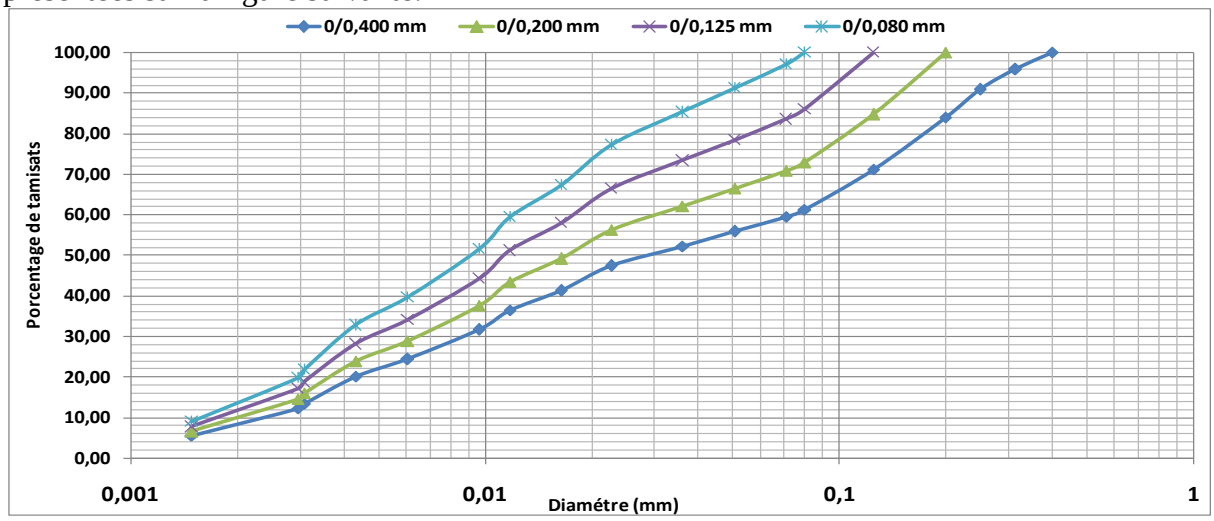


Figure 1. Courbes d'analyse granulométrique des quatre fillers

2.2. Formulation des bétons

Les bétons sont formulés sur la base des exigences de la Norme EN 206 -1 [3], il s'agit d'un béton autoplaçant de classe SF2 (étalement = 66, 75 cm) et de résistance Fc28 = 30 MPa.

A partir de plusieurs compositions d'un BAP avec le filler témoin F1, la quantité d'eau trouvée pour avoir un étalement de 68 cm correspond à un rapport *E/Ceq* égal à 0,45 et une masse de fillers de 100 kg. A noter que *Ceq* est la somme de la quantité de ciment *C* et celle de filler calcaire *F*. La formulation du BAP étudié est présentée dans le tableau 3.

Tableau 3. Composition d'un mètre cube de béton avec filler témoin F1

Ciment (kg)	Filler (kg)	Gravier 8/12 (kg)	Gravier 4/8 (kg)	Sable 0/2 (kg)	Sable concassé 2/4 (kg)	*A/C* (%)	*E/Ceq*
400	100	720	180	720	180	1.1	0,45

Le degré de saturation en superplastifiant est déterminé par l'essai d'écoulement au cône de Marsh (Figure 2). Selon, le résultat de cet essai présenté sur la figure 3, le rapport *A/C* maximal est égal à 1.3%.



Figure 2. Essai au cône de Marsh

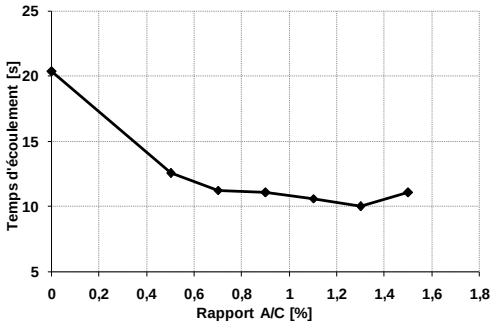


Figure 3. Courbe de saturation superplastifiant-ciment

Dans cette étude, la quantité de filler F1 est optimisée pour avoir un volume de pâte égal à 350 litres. La figure 4 présente le volume de la pâte en fonction de la quantité de filler. Selon cette figure, la masse de 100 kg de filler témoin permet d'obtenir ce volume de pâte de 350 litres. Les volumes des pates sont calculés par la formule suivante :

$$V_{pâte} = \frac{C}{(\rho_{abs})_C} + \frac{F}{(\rho_{abs})_F} + \frac{E}{\rho_{eau}} + \frac{A}{\rho_{adj}} \qquad (1)$$

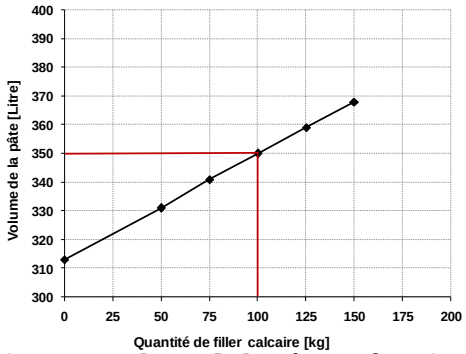


Figure 4. Volume de la pâte en fonction de la quantité du filler témoin

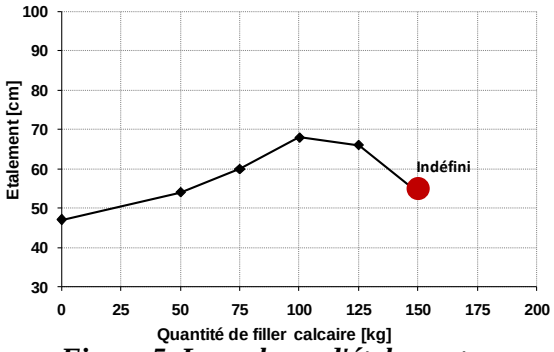


Figure 5. Les valeurs d'étalement en fonction de la quantité du filler témoin

Pour valider le choix de 100 kg de filler, des mesures de la valeur d'étalement sont effectuées sur différents BAP fabriqués par des quantités différentes de filler F1 et par le même dosage de ciment (Tableau 4). Pour cerner l'effet des fillers, tous les granulats utilisés sont lavés.

Tableau 4. Caractéristiques de ciment utilisé

Type de ciment	Masse volumique absolue (g/cm^3)	Masse volumique apparente (g/cm^3)	Surface Spécifique Blaine (cm^2/g)
CEMI 42.5N	3.1	1.05	3100

Les valeurs d'étalement des différents BAP sont présentées sur la figure 5. Selon cette figure, seule les quantités de filler au voisinage de 100 kg ont permis d'obtenir un BAP de classe SF2. Les BAP confectionnés par 125 et 150 kg de filler ont présenté un dôme dans la partie médiane (Figure 6). Ce dôme est du à un excès de la quantité de filler. Pour des quantités de 50 et 75 kg de filler, la rhéologie du béton n'a pas l'aspect d'un BAP et ceci à cause de la réduction du volume de la pâte. Ces derniers résultats confirment que la quantité de filler calcaire convenable est égale à 100 kg.

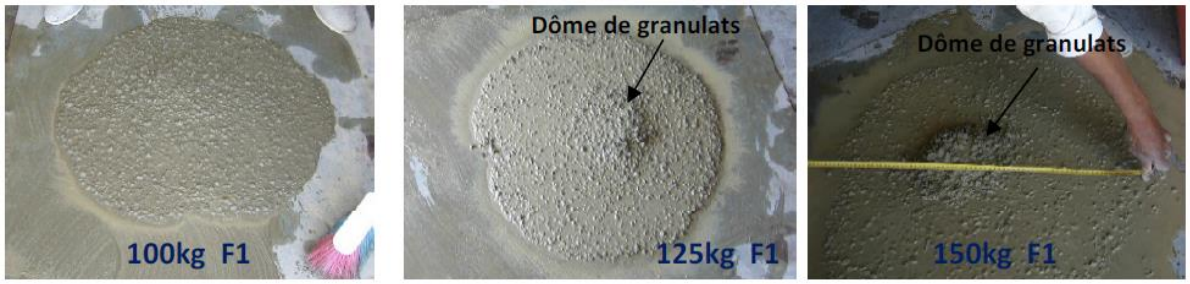


Figure 6. Effet de l'excès de fillers sur l'étalement (Flow Test)

2.3. Effet de la granulométrie du filler calcaire sur l'étalement du BAP

Cette partie de l'étude expérimentale a pour but de tester l'effet de la granulométrie du filler sur l'étalement et la demande en eau du BAP. En effet, des compositions de béton ont été testées en gardant la même masse pour les quatre coupures de fillers.

La porosité de chaque mélange est donnée par la formule suivante :

$$n = 1 - \frac{\rho_{app}}{(\rho_{abs})_{eq}} \quad (1)$$

Avec ρ_{app} et $(\rho_{abs})_{eq}$ sont respectivement la masse volumique apparente et la masse volumique absolue équivalente du mélange. La masse volumique absolue équivalente est déterminée par l'expression suivante:

$$(\rho_{abs})_{eq} = \frac{F}{C_{eq}}(\rho_{abs})_F + \frac{C}{C_{eq}}(\rho_{abs})_C \quad (2)$$

$(\rho_{abs})_F$ et $(\rho_{abs})_C$ sont les deux masses volumiques absolues de filler calcaire et de ciment.

La surface spécifique équivalente d'un mélange de ciment de surface spécifique SSB_C et d'un filler de surface spécifique SSB_F est calculée par la formule suivante:

$$SSB_{eq} = \frac{F}{C_{eq}} SSB_F + \frac{C}{C_{eq}} SSB_C \quad (3)$$

Les résultats du tableau 5 ont montré qu'en diminuant la granulométrie du filler, la porosité du mélange ciment + filler augmente. En effet, l'étalement se trouve diminué.

Tableau 5. Etalement des quatre compositions (F = 100 Kg)

Filler	$\frac{E}{C_{eq}}$	*A/C* (%)	Ciment *C* (kg)	Filler *F* (kg)	SSB_C (cm^2/g)	SSB_F (cm^2/g)	SSB_{eq} (cm^2/g)	Porosité du mélange C+F (%)	Etalement (cm)	Observations
F1	0.45	1.1	400	100	3100	3064	3093	61,29	68	Sans dôme
F2	0.45	1.1	400	100	3100	3162	3312	62,52	67	Sans dôme
F3	0.45	1.1	400	100	3100	3959	3272	64,90	56	Avec dôme
F4	0.45	1.1	400	100	3100	4405	3361	65,20	52	Avec dôme

3. ETUDE THEORIQUE

3.1. Problématique

C'est vrai que, dans le béton, l'eau joue un double rôle : elle est nécessaire pour hydrater le ciment, mais aussi pour assurer la maniabilité du béton à l'état frais. En général, l'augmentation de la quantité de particules fines dans un béton accroît la demande en eau pour le maintien de son ouvrabilité [4].

Dans le cas particulier des fillers riches en calcite, la finesse des particules joue un rôle prépondérant sur cette caractéristique. Ceci est prouvé par des essais de mesure de la porosité des mélanges (ciment + filler) et du temps d'écoulement en fonction de la surface spécifique de filler utilisé. Les résultats de ces essais sont présentés sur la figure 7 et la figure 8.

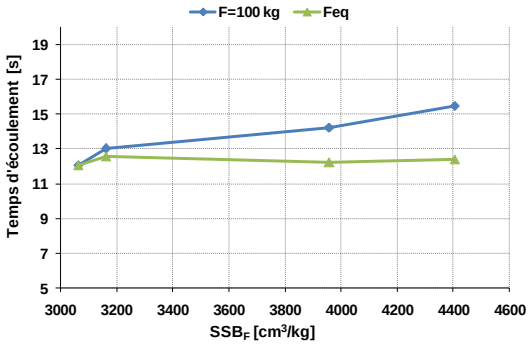


Figure 7. Le temps d'écoulement initial et équivalent des mélanges

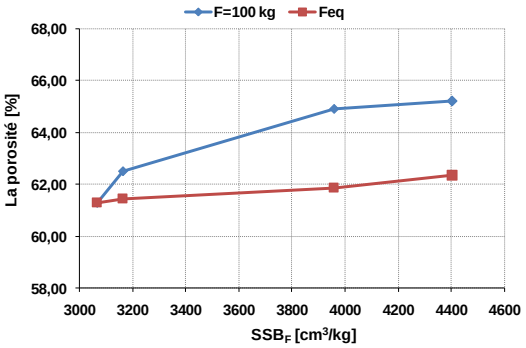


Figure 8. La porosité initiale et équivalente des mélanges

D'après les figures 7 et 8, le vrai problème de la demande en eau est du au nombre des particules fillers apportées dans la masse. Pour remédier à ce problème, nous avons développé un modèle, dit "modèle d'équivalence", qui tient compte de ce paramètre.

3.2. Modèle d'équivalence

Le principe de ce modèle est que pour une granulométrie donnée, il faut chercher la masse équivalente par rapport à un filler témoin de même nature pour trouver la même rhéologie du béton autoplaçant à l'état frais.

Selon le modèle développé, la masse équivalente F_{eq} du filler de masse volumique apparente $(\rho_{app})_F$ est donnée par l'expression suivante :

$$F_{eq} = \frac{(\rho_{app})_F}{(\rho_{app})_T} F_T \qquad (4)$$

F_T et $(\rho_{app})_T$ sont respectivement la masse et la masse volumique apparente du filler témoin.

Ce modèle permet d'obtenir un mélange (C +F) équivalent qui a la même porosité qu'un mélange confectionné par le filler témoin. Il faut donc garder la même quantité d'eau pour le nouveau mélange. En effet, la quantité d'eau est déterminée par le ratio $E/(C+F_T)$.

Les résultats présentés sur la figure 7 montrent que les porosités des mélanges équivalents sont très proches à celles du mélange témoin. Ce dernier résultat est confirmé par le fait que tous les coulis équivalents donnent presque les mêmes temps d'écoulement mesurés au cône de Marsh (Tableau 5 et Figure 7). Finalement, ces deux résultats prouvent que les étalements des BAP confectionnés par des masses équivalentes de filler de différentes granulométries sont identiques (Figure 9 et Tableau 6).

Tableau 6. Résultats des essais sur les mélanges équivalents

Filler	$\frac{E}{C+F_T}$	Ciment C (kg)	Filler Feq (kg)	Etalement (cm)	Temps d'écoulement (s)
F1	0.45	400	100	68	12.08
F2	0.45	400	98.5	67	12.59
F3	0.45	400	86.1	67	12.23
F4	0.45	400	77	68	12.39

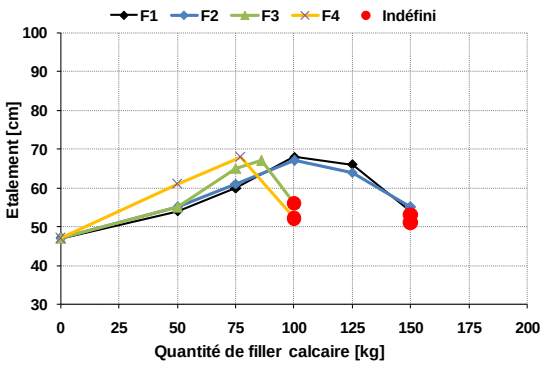


Figure 9. Etalement des quatre compositions en fonction de la quantité du filler calcaire

4. CONCLUSION

L'étude expérimentale a montré que l'étendue granulaire d'un filler influe sur la rhéologie d'un béton. En effet, si la SSB de filler augmente, la demande en eau augmente tout en gardant la masse constante. Ceci explique la diminution de l'étalement du béton et la

présence d'un dôme de granulats. Pour remédier à ce problème, un modèle d'équivalence a été développé théoriquement. Ce modèle approuvé expérimentalement a permis d'obtenir pour les quatre fillers de granulométrie et de SSB différentes des bétons de même rhéologie

Références bibliographiques

[1] Zhu W, Gibbs J.C. , "Use of different limestone and chalk powders in self compacting concrete", Cement Concrete and Research 35, 2005, pp. 1457-1462.

[2] Paco Diederich – thèse Doctorat : Contribution à l'étude de l'influence des propriétés des fillers calcaires sur le comportement autoplaçant du béton- Université de Toulouse, 2010.

[3] Guide pratique de la nouvelle norme Béton NF EN 206-1 sur les chantiers- Les travaux publics – Fédération Nationale, Mars 2005.

[4] Nehdi M, Rahman.M," Why some carbonate fillers cause rapid increases of viscosity in dispersed cement-based materials", Cement and concrete Research 30(10), 2000, pp. 1663-1669.

Etude de la réactivité du cru de la cimenterie en fonction d'ajout des minéralisateurs : fluorspar et phosphogypse

Soumaya Ibrahimi[1], Néjib Ben Jamaa[1], Mohamed Bagane[2], Mekki Ben Ammar[3], André Lecomte[4] et Cécile Déliberto[4]

1 : UR. Environnement Catalyses et Analyse des procédés (ECAP), Ecole Nationale d'Ingénieurs de Gabès, Université de Gabès - Tunisie.
2 : UR. Thermodynamique appliqué, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Gabès, Université de Gabès - Tunisie.
3 : Société des Ciments de Gabès (SCG).
4 : Institut Jean Lamour, Département CP2S, 207 Matériaux pour le Génie Civil, IUT de Nancy-Brabois Le Montet, F-54601 Villers-lès-Nancy Cedex
E-mail du premier auteur: ibrahimi.soumaya@gmail.com

Résumé
Les minéralisateurs sont généralement des matériaux utilisés comme fondants. Ils ont un effet catalytique qui permet la diminution de la température de clinkérisation ainsi que le temps de cuisson. Il existe plusieurs types de minéralisateurs. Dans cetterecherche, on a étudié essentiellement l'effet du fluorspar et du phosphogypse sur le processus de clinkérisation. L'étude expérimentale consiste à synthétiser des clinkers à l'échelle laboratoire pour des différentes températures de cuisson. Ces derniers sont variables au niveau des pourcentages des minéralisateurs ajoutés à un cru provenant de la société des ciments de Gabès.
L'aptitude à la cuisson des matières crus est étudiée en prenant comme mesure de base la détermination du taux de chaux libre et la teneur en C_3S. Les propriétés des clinkers produits sont examinées par plusieurs techniques expérimentales telles que la fluorescence des rayons X (FRX), la diffraction des rayons X (DRX), les analyses thermiques ATG-ATD et la résistance mécanique à la compression. Les résultats expérimentaux obtenus permettent de montrer que l'ajout de 1% du fluorspar au cru à une température de 1300°C, accélère la formation de la phase C_3S et diminue la teneur en chaux libre. La résistance mécanique a suit une nette augmentation. Ainsi, Une amélioration de la consommation énergétique aura lieu. Concernant l'effet duphosphogypse, les résultats montrent que l'ajout de phosphogypse à la matière cru du ciment n'est bénéfique que pour des teneurs inférieures à 2,5%.

Mots clés :*minéralisateurs ; température de clinkérisation ; fluorspar ; phosphogypse ;chaux libre ;C_3S ; résistance mécanique.*

1.INTRODUCTION

L'industrie du ciment, selon le procédé de fabrication utilisé, est un secteur qui nécessite une grande consommation de l'énergie thermique [1]. Deux principaux types d'énergies interviennent dans la fabrication du ciment: les combustibles et l'électricité. Plusieurs paramètres peuvent influencer la consommation d'énergie thermique. Les propriétés de matières premières et surtout leur aptitude à la cuisson est l'un de ces paramètres.
Une approche à la diminution de la consommation d'énergie dans ce secteur est d'ajouter divers minéralisateurs à la matière crue du ciment [2]. Ainsi les minéralisateurs sont des matériaux qui peuvent activer le processus de formation du clinker en accélérant la décomposition du carbonate de calcium [3], en accélérant les réactions à l'état solide, en augmentant la quantité de la phase solide, en diminuant la température de formation du clinker, etc. Leurs effets se présentent différemment suivant la nature du cru et la concentration des minéralisateurs [4, 5]. L'obtention d'un mélange cru avec un pourcentage faible de minéralisateurs permet de minimiser les dépenses énergétiques [6, 7, 8].
Dans ce travail, l'influence de fluorspar et du phosphogypse«PG»a été étudiée. Nous avons analysé la relation entre les pourcentages de minéralisateurs ajoutés, la température de cuisson et la formation des phases de clinker.

2. MATÉRIAUX CONSTITUTIFS

La matière crue de type industriel, utilisée lors de cette étude, provient de la Société des Ciments de Gabès (SCG) au sud de la Tunisie. La répartition granulométrique de ce cru est donnée dans la figure1. Le refus à 100µm pour ce cru est égal à 9,4% alors que le refus à 200µm est égal à 0,8%.

Le fluorspar est le premier minéralisateur étudié. Les phases principales qui constituent le fluorspar sont la fluorite CaF_2, le quartz SiO_2, la calcite $CaCO_3$, la bassanite $CaSO_2$. 0,5 H_2O, la gibbsite $AlOH_3$ et la dolomite $CaMg(CO_3)_2$.

Le phosphogypse est le second minéralisateur qu'on a étudié. Pour déterminer son influence sur la fabrication du ciment Portland, nous avons réalisé en laboratoire un traitement chimique du « PG – brut ». Le phosphogypse neutralisé est nommé « PG – traité ». Le PG – brut a été mis en suspension dans l'eau distillée avec un ratio de 1/10. Ce mélange a subit une agitation au barreau magnétique pendant 10 minutes. Puis il a subit une filtration sous vide. On a répété ce traitement deux fois. Par suite, on a séché, broyé et tamisé le PG-traité. On a pris, finalement, le passant de 100µm pour toute la suite de notre travail.

Les caractéristiques chimiques des minéralisateurs sont données dans le tableau 1.

Tableau 1. Caractéristiques chimiques des minéralisateurs.

(%)	CaO	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MgO	Na_2O	K_2O	SO_3	P_2O_5	F	*PAF
fluorspar	42,18	5,79	7,59	0,49	1,48	1,08	<0,15	8,40	-	19,04	13,08
PG - traité	41,8	3,57	0,06	-	-	0,87	0,09	43,42	1,13	-	8,89

* PAF : Perte Au Feu

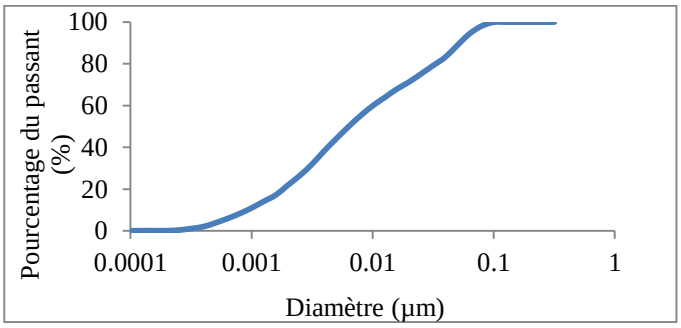


Figure 1 : Courbe granulométrique du CRU.

3. METHODE DE CUISSON DES CLINKERS ET PROTOCOLE OPERATOIRE

Les mélanges considérés pour la cuisson sont formés de matières crues et du fluorspar d'une part et de matière crues et de phosphogypse avec des pourcentages bien étudiés, d'autre part.

Dans ce travail, on a considéré 11 types de crus selon l'ajout de fluorspar et de phosphogypse. On a considéré un premier cru comme cru de référence (CRU – réf). Les mélanges préparés sont caractérisés par l'ajout de pourcentages suivants de fluorspar (F) et phosphogypse (PG) : 0,25% F, 0,5% F, 0,75% F, 1% F, 0,5% PG, 1% PG, 2,5% PG, 5%PG, 7,5% PG et 10% PG.Avant de les introduire dans un four programmable de type Nabertherm, on est passé par une étape d'homogénéisation dans un malaxeur pendant 5 heures. La figure 2 présente les profils de températures considérés dans ce de travail.

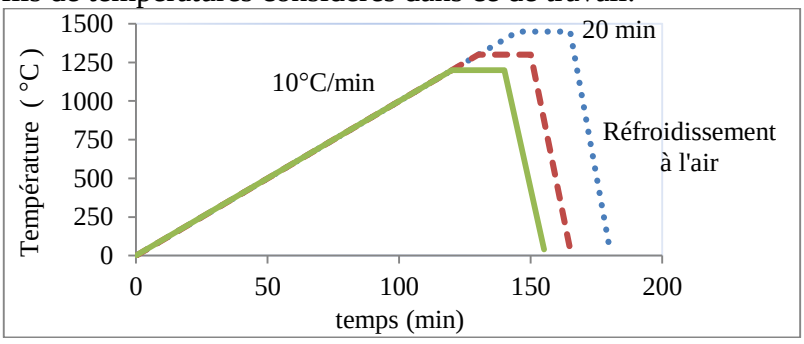
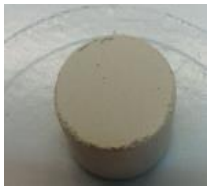


Figure 2: Profils de températures des clinkers synthétisés.

Les mélanges considérés suivent un taux de cuisson de l'ordre de 10°C/min. Ensuite, ils restent 20 min à haute température. Enfin, ils sont retirés brusquement du four et suivent une trempe rapide avec de l'air froid.Le tableau 2présente quelques images des crus synthétisés à 1200°C, 1300°C et 1450°C pour différents pourcentages de minéralisateurs.

Tableau 2 : Images de quelques clinkers synthétisés.

	CRUS	Cuisson à 1450°C	Cuisson à 1300°C	Cuisson à 1200°C
Echantillons de référence (0%)				
Ajout de 1% F				
Ajout de 10% PG				

4. CARACTÉRISTIQUES DES CLINKERS PROUITS AVEC AJOUT DE FLUORSPAR

4.1. Analyse par diffraction X

La diffraction par rayons X permet de fournir l'identité et la proportion des composants cristallisés d'un échantillon donné. Les spectres de rayon X des clinkers synthétisés, représentés dans la figure 3, à 1450°C et à 1300°C montrent les résultats suivants :

- Quelque soit le clinker préparé, on remarque la formation des phases généralement trouvées dans le clinker: silicate tricalcique C_3S (alite), silicate bicalcique C_2S (bélite), aluminate C_3A et aluminoferrite C_4AF ;
- Une augmentation des intensités des raies caractéristiques de la phase C_3S ;
- Une diminution des intensités des raies correspondants à la chaux libre et à la phase de C_3A surtout si on compare les raies correspondants au mélange sans fluorspar à ceux du mélange avec ajout de 1% fluorspar.

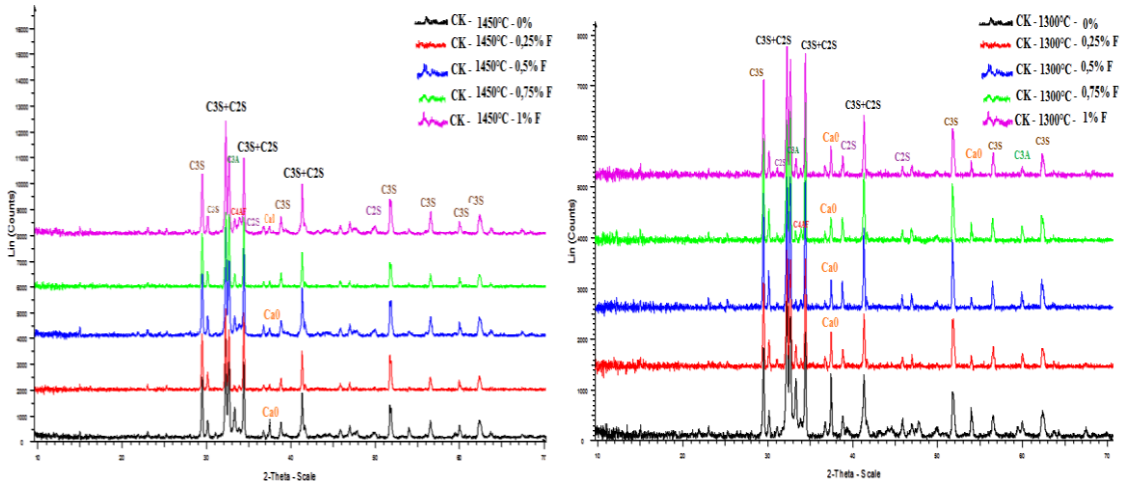


Figure 3 : Diffractogrammes des rayons X des crus calcinés à1450 et à1300°C et avec différents pourcentages du fluorspar

4.2. Chaux libre

La teneur en chaux libre pour les différents clinkers synthétisés avec ajout de fluorspar est donnée dans la figure 4. On remarque que la teneur en chaux libre diminue en fonction de l'ajout du fluorspar, surtout pour un pourcentage d'ajout de 1% fluorspar. D'où, on peut conclure qu'avec 1% fluorspar et à 1300°C on obtient un clinker conforme à la norme.

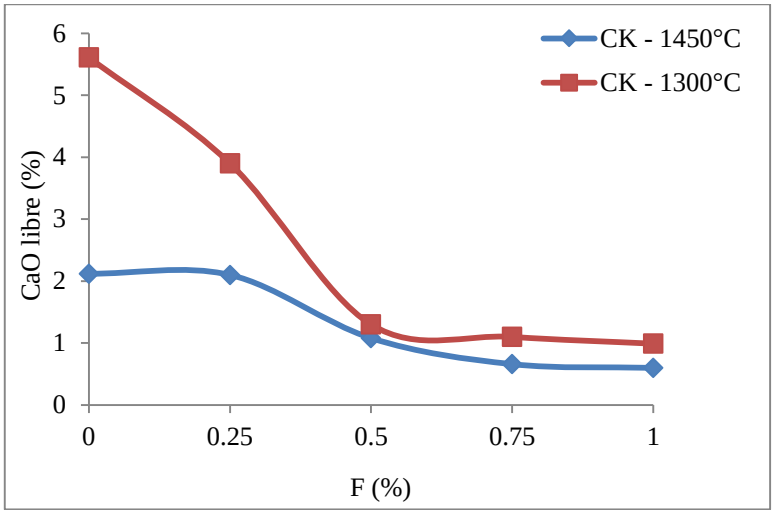


Figure 4: Variation du teneur en chaux libre dans les clinkers en fonction de pourcentages d'ajout du fluorspar pour différentes températures de cuisson.

4.3. Composition minéralogique potentielle

Pour les ciments, il est possible de calculer, à partir de l'analyse chimique élémentaire, une composition minéralogique potentielle (c'est-à-dire celle qui serait atteinte à l'équilibre) selon la formule de Bogue **[9].**

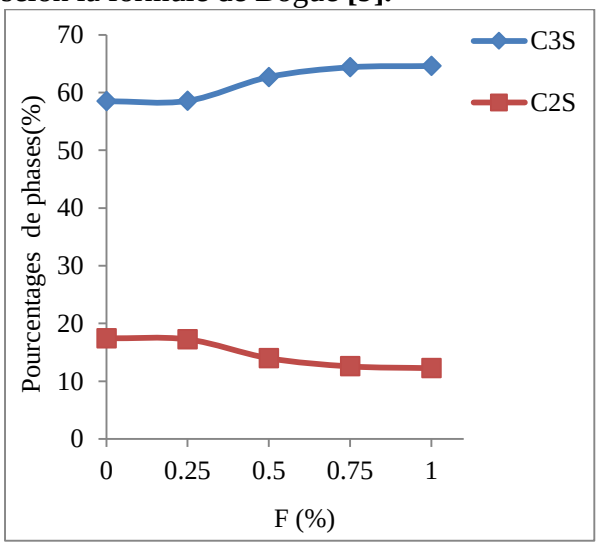


Figure 5 : Variation des teneurs des phases potentielles de clinkers synthétisés à 1450°C en fonction de pourcentages d'ajout du fluorspar.

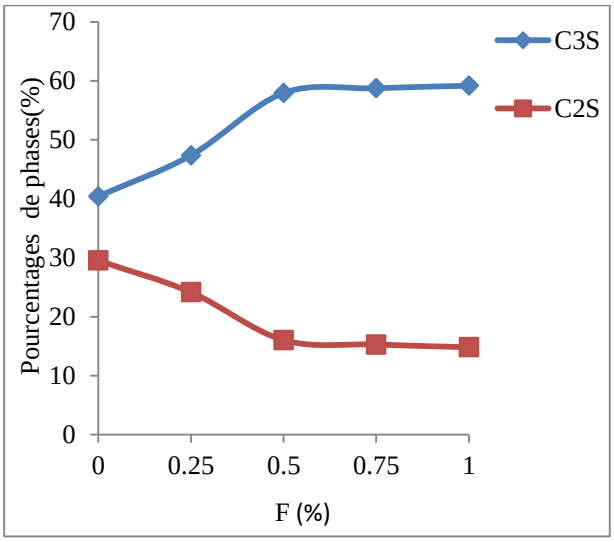


Figure 6 :Variation des teneurs des phases potentielles de clinkers synthétisés à 1300°C en fonction de pourcentages d'ajout du fluorspar.

D'après les figures 5 et 6, on remarque que l'ajout de fluorspar a nettement changé les teneurs en C_2S et C_3S. Ainsi on peut conclure que l'addition de fluorspar à la matière crue du ciment a amélioré le pourcentage de la phase primordiale C_3S.

5. ETUDE PRELIMINAIRE CONCERNANT L'EFFET DE PHOSPHOGYPSE SUR LA FABRICATION DU CIMENT

On a étudié dans cette partie du travail les caractéristiques des mélanges crus constitués par l'ajout de phosphogypse.

Tableau 3 : Composition chimique des crus.

(%)	CaO	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	SO_3	K_2O	Na_2O	MgO	P_2O_5
CRU-réf	41,80	13,65	3,14	1,62	0,25	0,26	0,08	0,87	0,05
CRU -0,5%PG	41,90	13,60	3,12	1,61	0,47	0,26	0,08	0,87	0,06
CRU -1%PG	41,90	13,55	3,11	1,60	0,68	0,26	0,09	0,86	0,06
CRU - 2,5%PG	41,90	13,40	3,06	1,58	1,33	0,26	0,10	0,85	0,08
CRU - 5%PG	41,90	13,15	2,99	1,54	2,41	0,25	0,12	0,83	0,10
CRU - 7,5%PG	41,89	12,89	2,91	1,50	3,49	0,25	0,14	0,80	0,13
CRU - 10%PG	41,89	12,64	2,83	1,46	4,57	0,24	0,16	0,78	0,16

On remarqued'après le tableau 3que l'ajout de plus de 2,5% de phosphogypse dans le cru donne un mélange de farine avec une teneur en SO_3 qui dépasse leslimites adoptés par les cimentiers.

5. CONCLUSION

Les différentes méthodes d'analyses indiquées dans ce travail permettent de soulever plusieurs questions sur l'effet bénéfique d'ajout du fluorspar sur le processus de clinkérisation et l'évolution des phases des clinkers obtenus.

On peut conclure alors qu'on peut synthétiser des clinkers avec ajout des fluorspar pour des températures plus basses que 1450°C. Dans ce présent travail on peut diminuer la température de clinkérisation à 1300°C avec ajout de 1% de Fluorspar tout en obtenant les différentes phases nécessaires dans le clinker. Alors que l'étude préliminaire de phosphogypse montre qu'on ne doit pas dépasser une teneur de 2,5% de ce minéralisateur. De ce fait l'utilisation des minéralisateurs dans les industries des ciments peut améliorer sensiblement le rendement énergétique.

Remerciements

Les auteurs souhaitent remercier la Société des Ciments de Gabès pourle support matérielet financier. Le travail a été soutenu financièrement par leProjet Européen MOBIDOC.

Références bibliographiques

[1]: Romilliat E., 2006. Etude des modes d'action d'agents de mouture sur le broyage du clinker. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale Supérieure des Mines SAINT-ETIENNE, France.

[2]: Vagn Johansen and JavedI.Bhatty, Innovations in Portland Cement Manufacturing, Fluxes and Mineralizers in Clinkering Process, chapitre 3.5, p. 369-402.

[3]: L. Kacimi, A. Simon-Masseron, A. Ghomari, Z. Derriche, 2006. Reduction of clinkerization temperature by using phosphogypsum, Journal of Hazardous Materials B137,p. 129–137.

[4]: A. Kamali, M. Benchanaa, A. Mokhlisse, 1998. Ann. Chim. Sci. Mater. 23, p.147.

[5]: G. Kakali, G. Parissakis, D. Bouras, 1996. Cement Concrete Res. 26, p.1473.

[6]: L. Kacimi et al., 2006. Influence of NaF, KF and CaF2 addition on the clinker burning temperature and its properties, C. R. Chimie 9, p.154–163.

[7]: V. Johansen, N.H. Christensen, F.L. Smidth& Co, 1979. Rate of formation of C3S in the system CaO-SiO2-Al203-Fe203-MgO with Addition of CaF2, Cement and Concrete Research.Vol. 9, pp. I-6.

[8]: W.A. Klenm, I. Jawed, and K.J. Holub, 1979. Effects of calcium fluoride mineralization on silicates and melt formation in Portland cement clinker, Cement and Concrete Research. Vol. 9, pp. 489-496.

[9]: Harold F.W. Taylor, Cement Chemistry, Academic press, London, 1990.

Session 4 : Spéciale jeunes doctorants

Etude expérimentale et numérique des Bétons à Changement de Phase (BCP) à l'échelle macro

Nessrine ESSID[1], Sarra DRISSI[1,2,3], Anissa EDHAHAK[4], Jamel NEJI[1]

1 : Université Tunis El Manar- Laboratoire de Matériaux, d'Optimisation et d'Energie pour la Durabilité, LAMOED - Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, BP 37, Le belvédère, 1002, Tunis.
2 : Université Paris-Est - Institut de recherche en constructibilité, ESTP, 28 Avenue du Président Wilson - 94234 Cachan cedex, France.
3 : Université Paris-Est, Laboratoire Navier (UMR 8205), CNRS, ENPC, IFSTTAR / 6-8 Av. Blaise Pascal, 77455 Marne La Vallée, France.
4 : PIMM, CNRS UMR 8006, Arts et Métiers ParisTech, 151 bd de l'Hôpital, 75013 Paris, France.
E-mail du premier auteur : essid.nessrinegc@gmail.com

Résumé

La technologie du Béton incorporant des Matériaux à Changement de Phase, baptisé « Béton à Changement de Phase (BCP) » continue à susciter l'attention des chercheurs et professionnels du bâtiment. Grâce à leur chaleur latente, les MCP sont considérés comme des réservoirs d'énergie pouvant être intégrés dans la structure du bâtiment par leur incorporation dans les matériaux de construction inertes tel que le béton. Cela a pour objectif de limiter le recours permanent aux systèmes énergivores de chauffage et de conditionnement.
L'étude proposée s'inscrit dans la continuité des travaux de recherches antérieurs [1], [2] et [3] dans lesquels des protocoles d'essais ont été mis en place pour la caractérisation des MCP et des BCP à l'échelle « matériau ». En particulier, il s'agit d'étendre ces travaux à l'échelle « paroi » et « structure » pour l'investigation du comportement in situ des BCP sous différents scénarios de sollicitations mécaniques et thermiques complexes.

Mots clés : *Matériaux à Changement de Phase ; Béton à Changement de Phase ; paroi BCP ; caractérisation ; simulation numérique.*

1. INTRODUCTION

La demande de confort thermique des usagers est de plus en plus en croissance. Toutefois, ce besoin de maintenir une température agréable dans un bâtiment provoque une hausse de la consommation de l'énergie et par conséquent une augmentation importante de la demande mondiale en énergie [4].

Parmi les pistes proposées pour améliorer le confort thermique tout en rationalisant la consommation d'énergie est le renforcement des parois des bâtiments. L'objectif est de conserver la chaleur en période d'hiver et la fraîcheur en période d'été tout en modérant les variations quotidiennes de la température. Plusieurs solutions ont été mises en place afin de répondre à ces objectifs. Cependant, certaines solutions utilisées ne permettent pas seules de concilier les besoins en terme de confort thermique attendus aussi en hiver qu'en été [5]. De plus en plus perméables à l'innovation, les bétons modifiés tels que les bétons à Changement de Phase (BCP) se sont affirmés comme un bon substitut des bétons classiques permettant de répondre aux enjeux actuels d'une meilleure gestion et de rationalisation de la consommation énergétique. Il s'agit également de systèmes d'«amortisseurs» thermiques qui permettent de réduire les fluctuations des températures dans les pièces et prodiguer ainsi une sensation de confort thermique chez les usagers.

Le travail en cours conjugue à la fois une approche expérimentale passant de la conception à la mise en œuvre et l'instrumentation des cellules test en BCP et numérique par MVF. Cette dernière constitue une approche complémentaire à l'expérience ayant pour objectif de réduire le plan d'expériences et d'optimiser les dispositions constructives à base de BCP.

2. MATERIAUX A CHANGEMENT DE PHASE

Les Matériaux à changement de Phase sont utilisés pour le stockage de chaleur par chaleur latente. Ces matériaux se liquéfient et absorbent l'énergie par chaleur latente lorsque la température environnante atteint leur température de fusion. Une fois cette température chute, les MCP se cristallisent en restituant l'énergie qu'ils ont stockée. Leur utilisation permet ainsi une amélioration du confort thermique des bâtiments en réduisant la consommation de chauffage l'hiver et les besoins de climatisation en été. Plusieurs travaux de recherches se sont intéressés à l'étude de ces matériaux ainsi que leur stabilité dans la matrice cimentaire et en particulier l'effet d'incorporation des MCP sur les propriétés thermiques et mécaniques du béton-MCP [6], [7] et [8].

Récemment, les études [1] et [3] ont permis de mieux comprendre les effets induits par l'ajout des MCP dans le béton tant sur les propriétés thermiques que mécaniques. Les MCP faisant l'objet de cette étude sont des matériaux organiques de type Micronal® DS 5038 X commercialisé par BASF sous forme de poudre. Ils contiennent une cire de paraffine encapsulée dans une microbille en polymère. La paraffine a une température de fusion de 25 °C et une enthalpie de transformation de 100 kJ/kg.

Ce travail fait partie de ces deux travaux de recherche [1] et [3] et a pour objectif d'étudier par la Méthode des Volumes Finis (MVF) le comportement d'une paroi en béton modifié avec des MCP. Les propriétés thermiques des MCP et des BCP déterminées dans le cadre de ces travaux vont nous servir comme paramètres d'entrées supplémentaires utiles pour la suite de ce travail. Les propriétés thermiques des MCP ont été mesurées en utilisant la technique de calorimétrie différentielle à balayage (DSC) pour la mesure de la chaleur spécifique des MCP et la technique de laser flash (LFA) pour la mesure de leur conductivité thermique. Une chaleur spécifique sensible de l'ordre de 2.2 kJ/kg.K et une capacité totale de stockage de chaleur de l'ordre de 140 kJ/kg ont été notées (Figure 1-a). Une faible conductivité thermique en dessous de 0.17 W/m.K a été estimée dans la plage de température 0-60 °C (Figure 1-b).

La figure 2 présente la chaleur spécifique et la conductivité thermique des Bétons contenant 3% des MCP mesurées respectivement par la technique de l'anneau chaud et de fil chaud. Ces travaux ont mis en évidence une nette amélioration de la capacité de stockage de la chaleur du BCP ainsi qu'une diminution de sa conductivité thermique avec l'ajout des MCP [2].

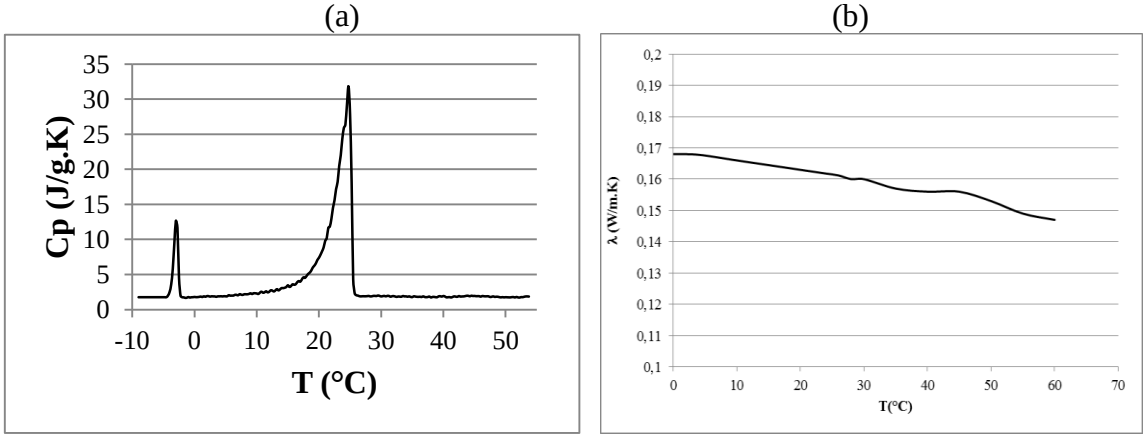


Figure 1. Propriétés thermiques des MCP étudiés : (a) chaleur spécifique, (b) conductivité thermique [3]

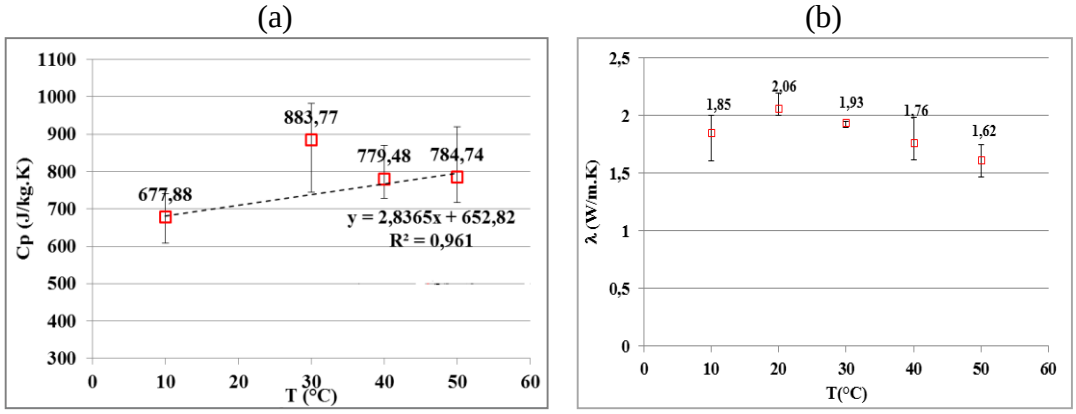


Figure 2. Propriétés thermiques des BCP étudiés : (a) chaleur spécifique, (b) conductivité thermique

3. ETUDE PAR SIMULATION NUMERIQUE DE LA REPONSE D'UNE PAROI EN BCP A UNE VARIATION PERIODIQUE DE TEMPERATURE

L'étude décrite dans ce travail fait partie d'un projet de thèse de S.Drissi (2012-2015) dans laquelle une étude par la Méthode des Volumes Finis (MVF) a été engagée afin de résoudre le problème de transfert de chaleur à travers une paroi en BCP sous différents scénarios. Le but est de mieux comprendre via une approche de modélisation et de simulation numérique le comportement d'une paroi en BCP et ses avantages d'un point de vue thermique par rapport à une paroi classique. Le modèle numérique considéré est présenté sur la figure 3.

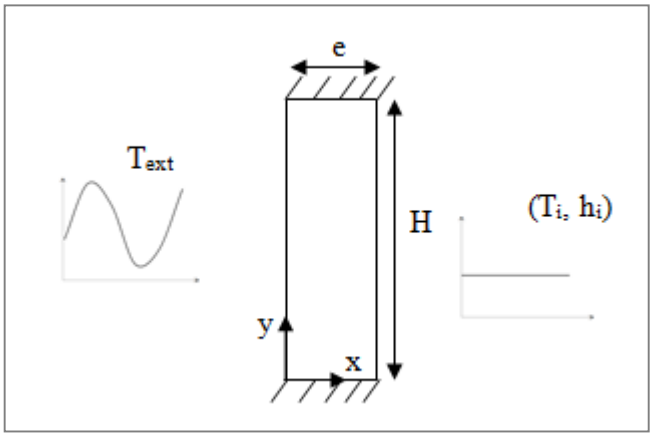


Figure 4. Modèle géométrique avec conditions aux limites

La paroi présente une hauteur H = 3 m et une épaisseur e = 0.12 m avec des conditions imposées type mixte. Initialement la paroi est à une température T_0 inférieure à la température de fusion des MCP T_f ($T_0 < T_f$, t=0). A t=0, la température du mur vertical gauche est imposée à une température T_{ext} qui varie sinusoïdalement suivant l'équation (1) pour simuler les fluctuations journalières (T_{ext}, x=0, t >0) alors que le mur vertical est en contact avec l'air ambiant et échange avec lui par convection naturelle. Les deux parois horizontales sont considérées adiabatiques ($\frac{\partial T}{\partial y} = 0, y = 0, y = H$).

$$T_{ext}(t) = 300 + 10 * \sin(\frac{\pi t}{12}) \quad (1)$$

Les simulations numériques sont effectuées en utilisant un code de calcul CFD (Fluent/Ansys) et en considérant les propriétés homogénéisées des matériaux composites bétons-MCP mesurées expérimentalement (Figure 2). La méthode du C_p apparent est utilisée dans la résolution de l'équation de la chaleur dans la paroi :

$$\rho C_p \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x}\left(\lambda \frac{\partial T}{\partial x}\right) + \frac{\partial}{\partial y}\left(\lambda \frac{\partial T}{\partial y}\right) + S \qquad (2)$$

Ou S représente le terme source de changement de phase.

La chaleur spécifique apparente présentée sur la figure 4 a été évaluée expérimentalement par le conductivimètre et a été ajustée de telle sorte que l'augmentation de Cp soit centrée sur la valeur de température de fusion des MCP et que l'aire du pic de fusion ainsi obtenu soit égale à la chaleur latente :

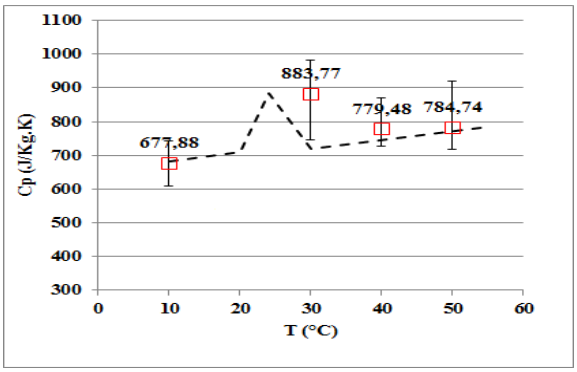


Figure 5. Cp apparente de BCP introduit dans le modèle de calcul

Il faut noter que des études préliminaires d'optimisation du maillage et du pas de temps ont été réalisées afin de s'assurer de l'indépendance de la solution vis-à-vis du maillage et du temps.

La figure 5 représente l'évolution de la température en fonction du temps au point A de coordonnée (0.06 m, 1.5 m).

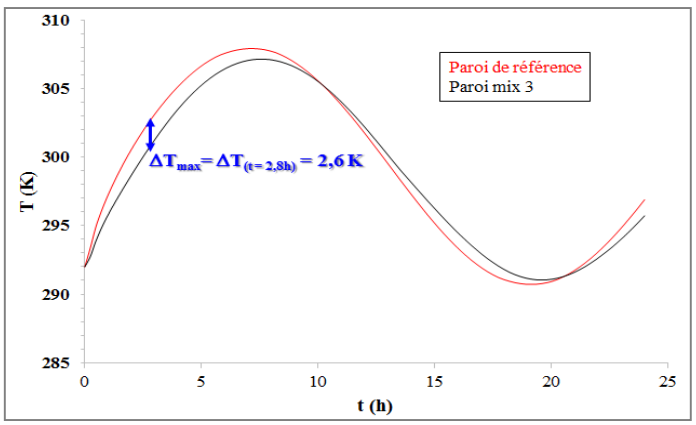


Figure 5. Evolution de la température dans la paroi en fonction du temps.

On peut très bien constater la chute de température au niveau de la paroi BCP à 3% de MCP par rapport à la paroi référence. En effet, les résultats ont montré une chute maximale de la température de 2,6 K ainsi qu'un retard de l'apparition de pic de la température par rapport à une paroi en béton classique.

4. CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Dans l'optique de l'analyse du comportement structurel des BCP et suite aux simulations préliminaires déjà réalisées sur ANSYS, d'autres simulations sont entreprises en considérant

d'autres scénarios de sollicitations thermiques et d'autres proportions des MCP dans la paroi afin de confirmer d'une part les premiers résultats de simulation obtenus et investiguer d'autre part l'influence de l'ajout des MCP sur le comportement et la stabilité thermique de la paroi BCP. Ces calculs seront par la suite exploités dans le cadre d'une étude expérimentale à grande échelle sur des cellules test en BCP en utilisant les paramètres ainsi optimisés.

Références bibliographiques

[1] A. Eddhahak, S. Drissi, J. Neji, S. Care. Effect of Phase Change Materials on the hydration reaction and kinetic of PCM-mortars. Journal of Thermal Analysis and Calorimetry 117, p. 537-545, 2014.

[2] A. Eddhahak, S. Drissi, J. Colin, J. Neji, S. Care. Experimental and multi-scale analysis of the thermal properties of Portland cement concretes embedded with Microencapsulated Phase Change Materials (PCMs). Applied Thermal Engineering 64, p. 32-39, 2013.

[3] S. Drissi, A. Eddhahak, S. Care, J. Neji. Investigation expérimentale et modélisation multi-échelles des propriétés thermiques des bétons incorporant des MCP. Annales des bâtiments et des travaux publics N°2-3, Août 2013.

[4] A. Pasupathy A, Velraj R, Seeniraj RV. ''Phase change material based building architecture for thermal management in residential and commercial establishments''. Renew Sustain Energy Rev.2008;12:39–64.

[5] CABEZA L.F., CASTELLON C., NOGUES M., MEDRANO M., LEPPERS R, ZUBILLAGA O., "Use of microencapsulated PCM in concrete walls for energy savings", Energy and Buildings, vol. 39, 2007, p.113-119.

[6] Zalba, B., Marin, J.M., Cabeza, L.F., and Mehling, H. (2003). Review on thermal energy storage with phase change: materials, heat transfer analysis and applications. Applied Thermal Engineering, 23, 251-283.

[7] HUNGER M., ENTROP A.G., MANDILARAS .I, BROUWERS H.J.H., FOUNTI M., "The behavior of self-compacting concrete containing micro-encapsulated Phase Change Materials", Cement and Concrete Composites, vol. 31, 2009, p.731-743.

[8] MESHGIN P., XI Y., "Effect of Phase-Change Materials on Properties of Concrete", ACI Materials Journal, vol.109, 2012, p.71-80.

Paramètres influents sur le maintien de l'ouvrabilité des bétons : modélisation du comportement rhéologique du béton frais

Nasser Grine[(1)], Abdelhamid R'mili[(1,2)], Mongi Ben Ouezdou[(1)]

[(1)] Université de Tunis El Manar, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, LR-03-ES05 Génie Civil, 1002, Tunis, Tunisie.
[(2)] Université de Tunis, Ecole Nationale Supérieure d'Ingénieurs de Tunis, 1008, Tunis, Tunisie.
E-mail du premier auteur: grinenasser@mail.com

Résumé
Le souci majeur des producteurs de bétons prêts à l'emploi (BPE) est de garantir une mise en place aisée du béton. Or dans la majorité des cas, le béton est transporté sur des distances plus ou moins importantes. Durant ce transport et en fonction du temps, plusieurs paramètres influent sur le comportement rhéologique du béton à l'état frais. Pour garantir une mise en œuvre aisée, il fallait que le béton préserve une ouvrabilité acceptable jusqu'au son coulage.
Dans cette étude, on va présenter en premier lieu, l'influence des paramètres constitutifs qui conditionnent l'ouvrabilité d'un béton ; la compacité du squelette granulaire, le rapport E/C, la quantité d'eau de gâchage, la présence d'adjuvants plastifiants ou superplastifiant, etc. A la suite d'une campagne expérimentale sur plusieurs formules de BPE, une analyse des résultats obtenus montre qu'une composition granulaire optimisée permet d'avoir une meilleure consistance sans affecter les performances mécaniques, un accroissement du rapport eau sur ciment (E/C) augmente l'ouvrabilité au dépend des résistances, l'incorporation d'adjuvants approprié permet à la fois de maintenir une rhéologie peu variable des bétons à l'état frais et d'améliorer les caractéristiques mécaniques des bétons à l'état durci.
En second lieu une modélisation du comportement des bétons frais est effectuée en adoptant des modèles rhéologiques qui permettent de prévoir ce comportement en fonction des paramètres spécifiques du béton ; taux de cisaillement, viscosité plastique, compacité et porosité etc. L'analyse des résultats permet de choisir et de développer les modèles les plus fiables pour évaluer le comportement rhéologique du béton à l'état frais et prévoir son évolution en fonction du temps.

Mots clés : *Optimisation granulaire, ouvrabilité, bétons adjuvantés, modèles de prédiction de la rhéologie.*

1. INTRODUCTION

La maniabilité d'un béton est considérée comme un critère essentiel pour caractériser les performances des bétons (NT 21.195). En effet, ce paramètre conditionne la confection et la mise en place du béton, et par conséquent il est en relation étroite avec les propriétés du béton à l'état frais et durci (consistance, viscosité, porosité, résistances…). Après avoir synthétisé les moyens de caractérisation, les paramètres influents et les modèles décrivant la rhéologie du béton à l'état frais, une étude expérimentale a été réalisée sur des bétons en faisant varier les paramètres constitutifs (Eau/Ciment, % d'adjuvant et le dosage en ciment) et auxquels une comparaison de leurs paramètres rhéologiques a été effectuée en appliquant quelques modèles de prédiction.

2. CARACTERISATION DE LA RHÉOLOGIE DU BETON FRAIS

Plusieurs essais sont utilisés pour caractériser la rhéologie du béton. En effet ; la consistance du béton peut être évalué par des paramètres technologiques faciles à déterminer même sur chantier, et d'autres spécifiques qui décrivent le comportement à l'état frais et demandent un matériel de laboratoire bien approprié.

2.1. Essais de caractérisation de l'ouvrabilité du béton

Nombreux essais existent pour l'évaluation de l'ouvrabilité des bétons frais. Les plus fréquents sont ceux qui se caractérisent par la facilité de manipulation au laboratoire et au

chantier tel que l'essai d'affaissement au cône d'Abrams, l'essai Vébé, l'essai au maniabilimètre LCPC et l'essai d'étalement à la table à secousse.

2.2. Paramètres rhéologiques

Les essais déjà cités ne fournissent qu'un seul paramètre qui ne caractérise pas convenablement le comportement rhéologique du béton frais [1].Pour faire face à ce problème, plusieurs tentatives ont été effectuées pour adapter les lois de la rhéologie au comportement du béton frais. Ces études ont montré que ces lois ne peuvent être appliquées que lorsque le béton ne subit aucune ségrégation et son volume reste constant au cours du cisaillement [2].

Certains appareils ont été proposés pour caractériser les paramètres rhéologiques du béton frais (taux de cisaillement τ_0 et la viscosité plastique μ). Parmi ces appareils, on distingue les rhéomètres à béton comme le BTRHEOM, l'IBB, le TWO POINT TEST et le CEMAGREF-IMG [3] [4] [5].

Le tableau 1 présente les valeurs usuelles du taux de cisaillement (τ_0) et la viscosité plastique (μ) pour quelques matériaux cimentaires [6] [7].

Tableau 1. Paramètres rhéologiques

grandeur	Coulis	Mortier	Béton fluide	Béton ordinaire	Béton autoplaçant
τ_0(Pa)	10 - 100	80 – 400	400	500 - 2000	50 - 200
μ (Pa s)	0.01 - 1	1 – 3	20	50 - 100	20 – 100

3. MODELISATION DU COMPORTEMENT RHÉOLOGIQUE DU BETON FRAIS

Plusieurs modèles ont été proposés pour décrire le comportement rhéologique du béton frais, parmi lesquels ceux qui dépendent de la viscosité et du taux de cisaillement du béton frais [8].D'autres modèles qui se basent sur des paramètres spécifiques du béton (compacité, masse volumique…), sont aussi proposés par la littérature [9] [10].

3.1. Modèle de Bingham

Le modèle de Bingham (1922[11]) constitue une approximation très acceptable pour décrire le comportement rhéologique d'un béton [8]. L'avantage de ce modèle est qu'il réduit à deux le nombre des paramètres physiques décrivant le comportement du béton (τ_0 etμ) (équation 1):

$$\boldsymbol{\tau = \tau_0 + \mu\, \dot{\gamma}} \quad \textbf{(1)}$$

Le terme τ_0 traduit les efforts de friction entre les particules de la phase solide alors que le terme $\boldsymbol{\mu\, \dot{\gamma}}$ traduit la dissipation visqueuse.

3.2. Modèle de Herschel-Bulkley

En 1998, Ferraris et De Larrard ont montré que le comportement du béton frais s'ajuste bien au modèle de Herschell-Bulkley [12].En effet ce modèle suppose l'existence d'une loi de puissance entre la contrainte de cisaillement et la vitesse de déformation (équation 2):

$$\boldsymbol{\tau = \tau_0 + m\, \dot{\gamma}^n} \quad \textbf{(2)}$$

Avec : m et n sont des paramètres qui caractérisent l'écoulement du matériau.

3.3. Modèles adoptés

Les modèles appliqués dans cette étude sont :

- le modèle de Tanigawa et al. (1992) qui est un modèle fondamentale basé sur les principes de la mécanique appliqué. En effet il suppose que le béton est un matériau incompressible et qu'après l'affaissement sa forme reste tronconique [13].
- le modèle de Chidiac et al. (2000), de nature fondamentale, est une forme améliorée du modèle de Tanigawa [14].

- le modèle de Hu et al. (1995) est purement empirique. En fait, il provient des résultats des expériences menées à LCPC utilisant le BTRHEOM [6].

En fait les modèles et les paramètres correspondants pour estimer la viscosité plastique et le taux de cisaillement sont présentés respectivement dans les tableaux 2 et 3 :

Tableau 2. Modèles de prédiction du taux de cisaillement τ_0 (en Pa)

Modèle	Relation	Paramètres
Tanigawa et al.	$\tau_0 = \frac{\alpha\,\rho\,g\,(H-A)}{\sqrt{3}}$ $\alpha = \frac{1+a+a^2}{3}$	ρ : masse volumique du béton frais (Kg/m^3) A : affaissement au cône (m) D : étalement du béton en (m) g : accélération de la pesanteur en (m/s^2) H : hauteur du cône (m) α : coefficient de forme v : volume du cône d'Abrams en (m^3) a : rayon au sommet sur rayon de la base du cône.
Chidiac et al.	$\tau_0 = \frac{4\,g\,v}{\sqrt{3}\pi}\left(\frac{\rho}{D^2}\right) = \beta_1\frac{\rho}{D^2}$	
Hu et al.	$\tau_0 = (30 - 100\,A)\frac{\rho}{27}$	

Tableau 3. Modèles de prédiction de la viscosité plastique μ (en Pa.s)

Modèle	Relation	Paramètres
Chidiac et al.	$\mu = \frac{\rho\,g\,H\,V}{150\,\pi\,S_L S_F}t_{slump}$	T $_{Slump}$: le temps d'affaissement (s) Les autres termes sont les mêmes que ceux du tableau 2.
Tanigawa et al.	$\mu = \frac{(H-A)(\alpha\,\rho\,g\,H)}{600\,A}t_{slump}$	

4. ETUDE EXPERIMENTALE

4.1. Matériaux utilisés et bétons confectionnés

Les matériaux qui ont servi à la composition des bétons sont constitués de :

-un ciment CEM I 42.5 N conforme à la norme tunisienne NT 47.01.

-un adjuvant superplastifiant-haut réducteur d'eau produit par la société SIKA-Tunisie.

-un sable roulé siliceux(S 0/2,5) de densité 2.65, de compacité 0.694 et de teneur en fine de 1.67%.

-Deux gravillons calcaires concassés (G1 :5/12,5et G2 10/20) de densité 2.7 et de coefficient d'absorption de 0.5% chacun.

Les bétons ont été formulés par le logiciel 'BétonLabPro 2', huit bétons ont été confectionné en variant le rapport E/C (0.45, 0.5, 0.55) puis le dosage en adjuvant (0.5%, 1% et 1.5%) et enfin le dosage en ciment (300, 350 et 400 Kg/m^3) à même dosage en adjuvant.

Pour chaque béton, on a mesuré les différents paramètres (A, D, ρ et T $_{Slump}$) nécessaires pour l'application des modèles représentés dans les tableaux 2 et 3 à différents temps (0, 30, 60 et 90 min).

4.2 Résultats obtenus

4.2.1 Prédiction du taux de cisaillement

La figure 1-a montre que le taux de cisaillement τ_0 diminue en fonction du rapport E/C en augmentant en fonction du temps. La figure 1-b montre que cette variation est linéaire et ce pour les trois modèles appliqués. Les figures 1-c et d montent que τ_0 diminue en fonction de la teneur en adjuvant et du dosage en ciment, sa variation est presque identique à celle en fonction de E/C.

Les figures 2-a, 2b et 2c montrent que la viscosité plastiqueμ augmente en fonction du temps pour tous les bétons. En plus, μ diminue considérablement en fonction du rapport E/C. Cependant, l'effet de la teneur en adjuvant et du dosage en ciment semble être beaucoup moins important. On note aussi que les deux modèles utilisés ne montrent pas une très bonne concordance. Cependant les résultats restent très acceptables comparés à des travaux antérieurs [14].

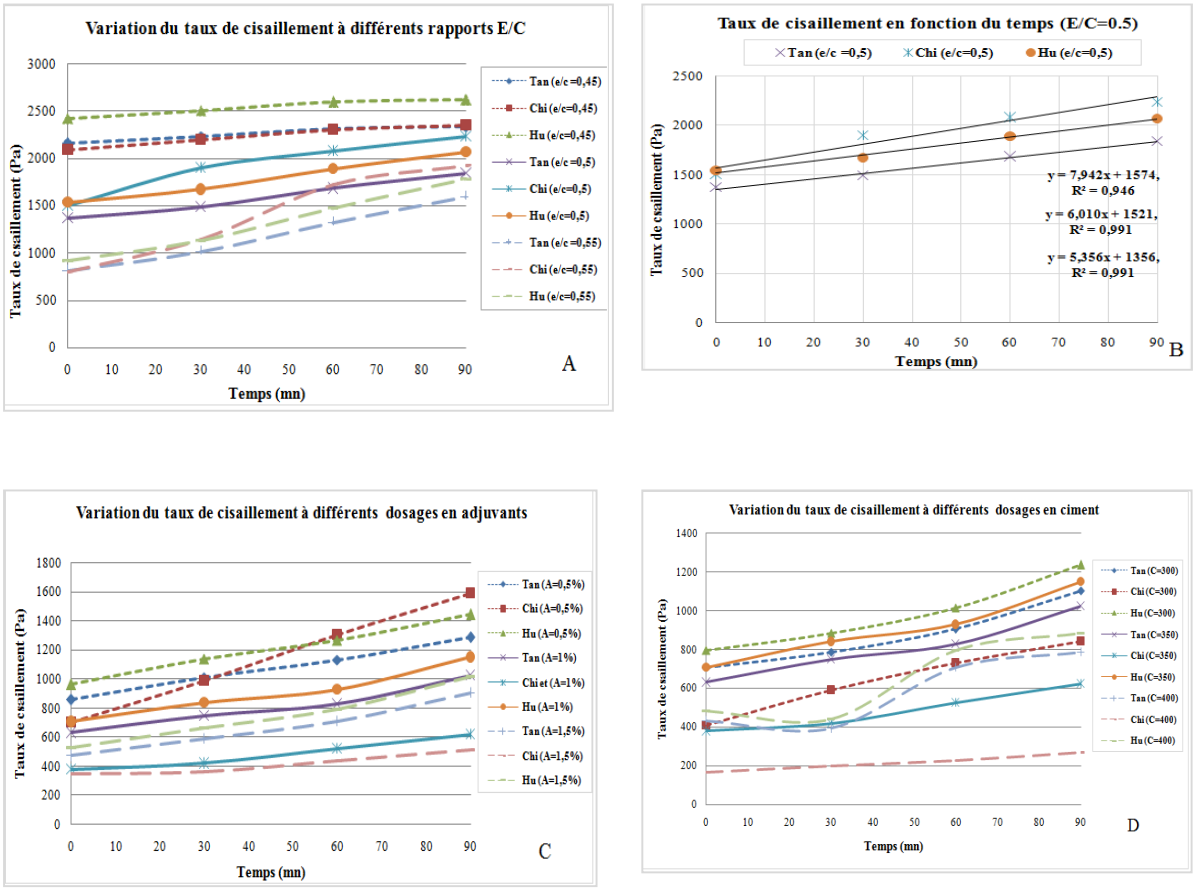
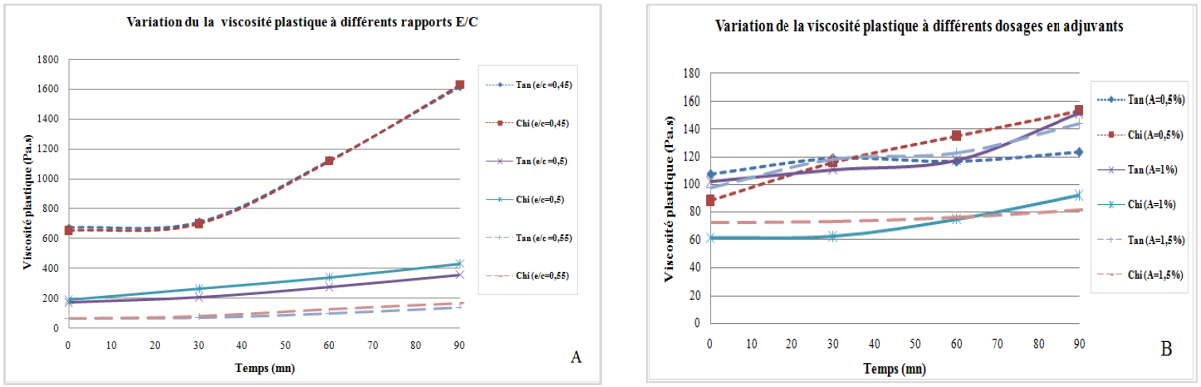


Figure1 : Variation de τ_0 en fonction du temps pour différents paramètres constitutifs

4.2.2 Prédiction De la viscosité plastique



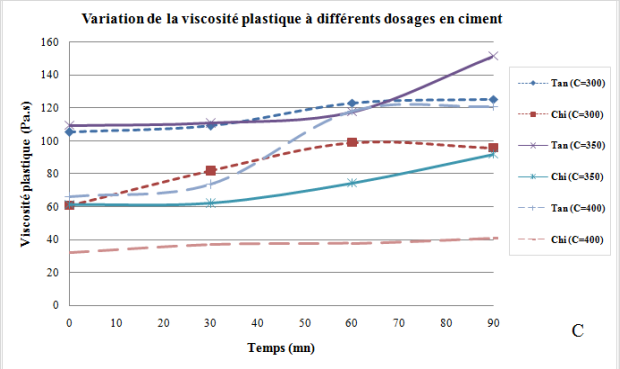


Figure2 : Variation de μ en fonction du temps pour différents paramètres constitutifs

5. CONCLUSION

Cette étude a montré que les modèles de prédiction appliqués ont donné des paramètres rhéologiques (τ_0 et μ), calculés à partir des paramètres spécifiques, assez acceptables. En faisant varier les paramètres constitutifs des bétons, les modèles appliqués décrivent bien le comportement rhéologique des bétons dans les cas de consistance moyenne (bétons plastique à fluide). Bien qu'il n'existe pas des modèles (suite à la recherche bibliographique actuellement menée) qui permettent de prédire la variation en fonction du temps, les courbes décrivant l'évolution du taux de cisaillement ont une tendance linéaire pour tous les bétons. Malgré l'absence de valeurs expérimentale, les résultats sont encourageants pour chercher des modèles simples pour évaluer le comportement rhéologique dans le temps des bétons frais.

Remerciements : nous tenons à remercier la société SOBIG, partenaire de ce travail dans le cadre d'un projet MOBIDOC.

Références bibliographiques

[1] Tatersall G. H. 1991 'workability and quality-control of fresh concrete', E & FN SPON, London.
[2] Hu. C, Delarrard F. 1996 'the rheology of fresh high-performance concrete', cement and concrete research, vol 26, N° 2, pp. 283-294.
[3] Lynn E. Brower and Chiara F. Ferraris 'comparison of concrete rheometers'.
[4] F. de Larrard, 'BTRHEOM, mesure des propriétés rhéologiques des bétons'.
[5]C. Hu, F. Delarrard, T. Sedran, F. Bosc et F Deflorenne1996 'Validation of BTRHEOM, the new rheometer for sof-to-fluid concrete', materials and structures, pp 320-631.
[6] Hu Chong. 1995 'rhéologie des bétons fluides', thèse de doctorat.
[7] Banfill P.F.G.2006 'The rheology of fresh cement and concrete', Rheology Reviews , pp 61 – 130.
[8] F. de Larrard. 1999 'structures granulaires et formulation du béton', E & FN SPON, London.
[9] F. Mahmoodzadehet S.E. Chidiac 2013 'rheological models for predicting plastic viscosity and yield stress of fresh concrete'.
[10] F. Mahmoodzadehet S.E. Chidiac 2009 'Plastic viscosity of fresh concrete – a critical review of predictions methods'.
[11] EUGENE C. Bingham. 1922 'fluidity and plasticity'.McGRAW-HILLBOOK COMPANY.
[12] F. de Larrard, C.F. Ferraris et T. Sedran 1998 'fresh concrete: a Herschel-Bulkley material' materials and structures, pp 494-498.
[13] Tanigawa, Y., Mori, H., Kurokawa, Y. and Komura, R.1992'Rheological study on slumping behaviour of fresh concrete', Transactions of the Japan Concrete Institute, vol. 14, 1-8.
[14] S.E. Chidiac, O. Maadani, A.G. Razaqpur et N.P. Mailvaganam, 2000 'Controlling the quality of fresh concrete – a new approach', Concrete research, vol 52, pp 335-363.

Prédiction des propriétés élastiques du béton par un modèle micromécanique discret

Rahma ZOUAOUI [1,*], Karim MILED[1], Oualid LIMAM[1], Aouicha BEDDEY[2]

1 : Université de Tunis El Manar, Laboratoire de Génie Civil, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis
2 : Centre d'Essais et des Techniques de Construction (CETEC)
E-mail du premier auteur: rahma_zouaoui@yahoo.fr

Résumé
L'effet du squelette granulaire sur les propriétés élastiques du béton a fait l'objet de plusieurs études qui ont prouvé que les granulats ont une influence majeure sur le module élastique de béton.
Ce travail vise à quantifier et prédire les propriétés élastiques du béton par une approche basée sur la modélisation micromécanique. Le modèle analytique micromécanique de Miled et al. [1] qui est basé sur une description discrète de la microstructure du béton et sur l'homogénéisation statistique et qui permet de prédire la résistance à la compression des bétons ordinaires et à hautes performances, est adopté et étendu pour modéliser le comportement élastique du béton en fonction des propriétés élastiques de la pâte et des granulats et de la distribution de taille des grains (la granulométrie).

Mots clés : *Béton, Propriétés Elastiques, Tesselation de Voronoi, Homogénéisation Statistique.*

1. INTRODUCTION

L'effet du squelette granulaire sur les propriétés élastiques du béton a fait l'objet de plusieurs recherches. Parmi ces études on cite celle de Beshr et al.[2] qui ont observé expérimentalement qu'à granulométrie constante, le module d'Young des bétons à hautes performances dépend du type, c'est-à-dire de la nature minéralogique, des granulats.
De même, Wu et al. [3] ont confirmé expérimentalement que le type des granulats affecte le module d'Young du béton. De Larrard [4] a également étudié expérimentalement plusieurs mélanges de béton pour la même pâte cimentaire mais différents types de granulats ayant différentes fractions volumiques et distributions granulaires. Il a trouvé que le module d'Young du béton dépend du type et de la distribution de taille des granulats.

2. PRESENTATION DU MODELE MICROMECANIQUE

2.1. Modélisation géométrique de la microstructure du béton

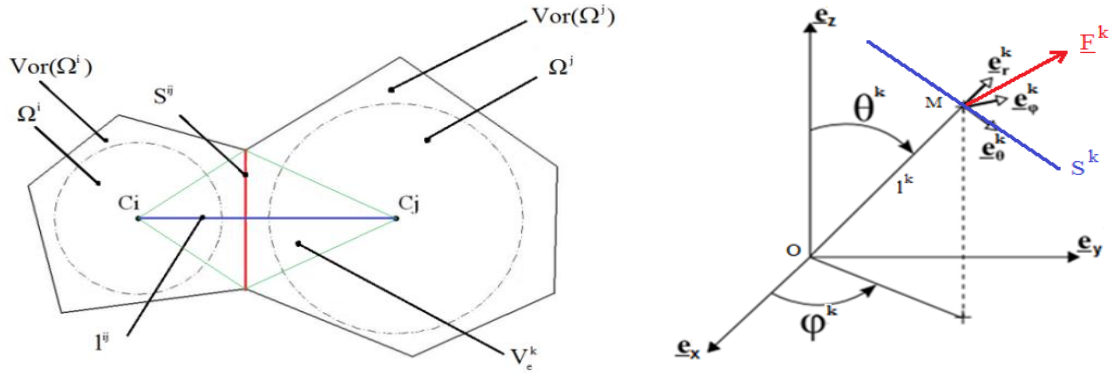
Afin de modéliser la microstructure du béton, nous avons utilisé le modèle discret proposé par Miled et al. en 2012 [1]. Dans ce modèle, le béton est considéré comme un composite à deux phases: des granulats (phase inclusions) noyés dans une matrice de ciment durci (phase matrice). L'éprouvette du béton occupe un domaine Ω suffisamment grand pour contenir un nombre N de granulats suffisant et représentatif. Ces granulats $\mathbf{\Omega^i}$ ($1 \leq i \leq N$) sont supposés sphériques. Ensuite, le domaine Ω est décomposé, moyennant la méthode de la tessellation de Voronoï [5], en **N** volumes discrets appelés Voronois $\mathbf{Vor(\Omega^i)}_{1\leq i\leq N}$. Ainsi, le volume **V** du domaine **Ω** est donné par l'expression suivante :

$$V = \sum_{i=1}^{N} Vor\,(\Omega^i) \qquad (1)$$

Soit $\underline{\mathbf{l}}^{\mathbf{ij}}$ le vecteur qui relie les centres $\mathbf{C^i}$ et $\mathbf{C^j}$ des deux grains voisins $\mathbf{\Omega^i}$ et $\mathbf{\Omega^j}$. La surface commune entre $\mathbf{Vor(\Omega^i)}$ et $\mathbf{Vor(\Omega^j)}$ notée $\mathbf{S^{ij}}$ est l'orthogonale à $\underline{\mathbf{l}}^{\mathbf{ij}}$ au niveau de l'interface entre les deux particules $\mathbf{\Omega^i}$ et $\mathbf{\Omega^j}$ (voir figure 2a).
Ainsi, la frontière $\partial\mathbf{Vor\,(\Omega^i)}$ de $\mathbf{Vor\,(\Omega^i)}$ est donnée par:

$$\partial \mathrm{Vor}(\Omega^i) = \bigcup_{j=1}^{r^i} S^{ij} \tag{2}$$

Avec $\mathbf{r^i}$ est le nombre de connexions de la particule $\mathbf{\Omega^i}$ avec les particules voisines, ce qui correspond aux nombres des facettes $\mathbf{S^{ij}}$ de $\mathbf{Vor\ (\Omega^i)}$.



(a) (b)

Figure 1. (a) Modélisation géométrique discrète de la microstructure du béton (b) Définition de l'orientation des surfaces S^k dans le système de coordonnées sphériques

Le volume d'interaction, noté $\mathbf{V_e^k}$, entre deux particules $\mathbf{\Omega^i}$ et $\mathbf{\Omega^j}$ est supposé égale à la somme de deux pyramides avec une base quadrangulaire commune $\mathbf{S^{ij}}$ et de hauteur $\mathbf{l^i}$ et $\mathbf{l^j}$ respectivement et tel que k= (i, j) (figure 2a). Ainsi $\mathbf{V_e^k}$ est donné par :

$$V_e^k = \frac{1}{3} S^k l^k \tag{3}$$

2.2. Passage micro-macro

Le domaine $\mathbf{\Omega}$ du béton est soumis à un tenseur de contraintes de Cauchy macroscopique $\underline{\underline{\Sigma}}$, homogène (constant) et appliqué sur la frontière $\partial\Omega$. L'action de la particule $\mathbf{\Omega^i}$ sur la particule $\mathbf{\Omega^j}$ est donnée par :

$$\underline{F}^k = \int_{S^k} \underline{\underline{\sigma}}.\underline{n}^k dS \tag{4}$$

Où $\underline{\underline{\sigma}}$ est le tenseur de contraintes de Cauchy, microscopique et non homogène dans $\mathbf{\Omega}$ et $\mathbf{n^k}$ est le vecteur unitaire extérieur et normal à $\mathbf{S^k}$. En négligeant les forces de pesanteur, on a :

$$\underline{\underline{\Sigma}} = \frac{1}{V} \sum_{i=1}^{N} \int_{\mathrm{Vor}(\Omega^i)} \underline{\underline{\sigma}}\, d\mathrm{Vor}(\Omega^i)$$

(5) Et on peut retrouver la célèbre formule de Love [6]:

$$\underline{\underline{\Sigma}} = \frac{1}{\sum_{k\in I} V_e^k} \sum_{k\in I} \underline{F}^k \otimes^S \underline{l}^k$$

(6) Avec $\otimes^S$ est la partie symétrique du produit dyadique de deux vecteurs $((\underline{a} \otimes^S \underline{b})_{ij} = \frac{1}{2}(a_i b_j + a_j b_i))$

et **I** est l'ensemble des couples (i, j) de grains voisins en interaction.

3. PREDICTION DU MODULE DE COMPRESSIBILITE EFFECTIF DU BETON

Afin de prédire le module de compressibilité effectif du béton par le modèle micromécanique décrit précédemment, on applique sur la frontière $\partial\mathbf{\Omega}$ du domaine $\mathbf{\Omega}$ un chargement de compression isotrope défini comme suit :

$$\underline{\underline{\Sigma}} = \sigma_0 \, \underline{\underline{\delta}} \tag{7}$$

Où $\underline{\underline{\delta}}$ est le tenseur identité d'ordre 2 et $\boldsymbol{\sigma_0}$ est une contrainte de compression constante et comptée positivement.

3.1 Modèle de Voigt

On suppose dans un premier temps que la déformation microscopique est constante au sein du domaine hétérogène $\boldsymbol{\Omega}$ et qu'elle est égale à la déformation macroscopique $\underline{\underline{\mathbf{E}}}$ homogénéisée du béton. Cette hypothèse grossière correspond à celle du modèle d'homogénéisation du Voigt. Par conséquent, la déformation microscopique est constante dans chaque voronoï $\mathrm{Vor}(\Omega_i)_{1\le i\le N}$ et elle est supposée sphérique s'écrivant sous la forme suivante:

$$\underline{\underline{\varepsilon}}(x) = \underline{\underline{E}} = \varepsilon_0 \underline{\underline{\delta}}$$

(8) Avec $\varepsilon_0 = \mathrm{cte} \quad \forall x \in \mathrm{Vor}\,(\Omega_i)$

Ainsi, la contrainte appliquée sur le bord de chaque voronoï $\mathrm{Vor}(\Omega_i)_{1\le i\le N}$ est constante et elle est donnée par :

$$\underline{\underline{\sigma}}^{i} = K_{Voigt}\varepsilon_0 \underline{\underline{\delta}} = \left[K_g g + K_P (1-g)\right]\varepsilon_0 \underline{\underline{\delta}} \tag{9}$$

Avec K_g et K_p sont les modules de compressibilité des granulats et de la pâte respectivement et g est la fraction volumique globale en granulats dans Ω.

Ainsi, en injectant l'équation (9) dans (6), on en déduit que (selon x):

$$\Sigma_{xx} = \sigma_0 = K^h \varepsilon_0 = \frac{\sum_{k\in I} S^k l^k \sin^2\theta^k \cos^2\varphi^k K_{Voigt}\varepsilon_0}{\sum_{k\in I} \frac{1}{3} S^k l^k} \tag{10}$$

Afin de définir l'orientation des interfaces $\mathbf{S^k}$, on considère le système de coordonnées sphériques (r, θ^k, φ^k) tel que θ^k varie entre 0 et π et φ^k varie entre 0 et 2π (figure 2.b).

Homogénéisation statistique

L'orientation de deux granulats dans le VER est considéré aléatoire. Les granulats sont supposés sphériques et le matériau est considéré macroscopiquement isotrope.

Pour une sphère de rayon r et de centre (0, 0, 0) dans la base fixe $(\underline{e}_x, \underline{e}_y, \underline{e}_z)$ la densité de probabilité, qui nous permet d'obtenir une densité de probabilité uniforme sur la surface de la sphère est:

$$p_D(\theta,\varphi) = \frac{\sin\theta}{4\pi} \tag{11}$$

Puisque, le nombre d'interactions N_c est très grand, le module de compressibilité du béton peut être calculé, sous l'hypothèse d'ergodicité [7] du milieu, comme suit :

$$\Sigma_{xx} = \sigma_0 = K^h \varepsilon_0 = \frac{K_{Voigt}\varepsilon_0 \int_{Dmin}^{Dmax}\int_{Dmin}^{Dmax} S^k l^k p_D(a) p_D(b)\, da\, db \int_0^{2\pi}\int_0^{\pi} \sin^2\theta^k \cos^2\varphi^k p_D(\theta,\varphi)\, d\theta\, d\varphi}{\frac{1}{3}\int_{Dmin}^{Dmax}\int_{Dmin}^{Dmax} S^k l^k p_D(a) p_D(b)\, da\, db} \tag{12}$$

On suppose que la densité de probabilité associée aux diamètres des granulats est approchée par la loi proposée par Stroeven [8] :

$$p_D(a) = (\beta+2)\frac{D_{min}^{\beta+2}}{a^{\beta+3}} \tag{13}$$

Avec β est une constante positive à identifier à partir de la courbe granulométrique et avec $D_{min} << D_{max}$.

Ainsi, comme $\int_0^{2\pi}\int_0^{\pi} \sin^2\theta^k \cos^2\varphi^k \, p_D(\theta,\varphi)\, d\theta\, d\varphi = 1/3,$ on aura $\Sigma_{xx} = \sigma_0 = K^h \varepsilon_0 = K_{Voigt}\varepsilon_0$

D'où $$K^h = K_{Voigt} = \left[K_g g + K_P (1-g)\right] \quad (14)$$

3.2 Modèle auto-cohérent

Dans un deuxième temps, on suppose que le milieu entourant chaque inclusion est un milieu infini possédant les caractéristiques du matériau homogénéisé recherché. Cette hypothèse correspond au modèle auto-cohérent [9]. Ainsi, la contrainte homogénéisée associée à chaque voronoï $Vor(\Omega_i)_{1\le i\le N}$ est donnée par :

$$\underline{\underline{\sigma}}^{i} = K_{AC}\varepsilon_0 \underline{\underline{\delta}} \quad (15)$$

Le module de compressibilité équivalent est donné par l'expression suivante:

$$K_{AC} = K_p + \frac{g.(K_g - K_p)}{1 + \frac{(1-g).(K_g - K_p)}{(K_p + \frac{4}{3}\mu_p)}} \qquad \text{avec } \mu_p = \frac{E_p}{2(1+\nu_p)} \quad (16)$$

Les indices g et p correspondent respectivement aux granulats et à la pâte.
En injectant les équations (15) et (16) dans (6) on aura (selon x):

$$\Sigma_{xx} = \sigma_0 = K^h \varepsilon_0 = \frac{K_{AC}\varepsilon_0 \int_{Dmin}^{Dmax}\int_{Dmin}^{Dmax} S^k l^k \, p_D(a) p_D(b)\, da\, db \int_0^{2\pi}\int_0^{\pi} \sin^2\theta^k \cos^2\varphi^k \, p_D(\theta,\varphi)\, d\theta\, d\varphi}{\frac{1}{3}\int_{Dmin}^{Dmax}\int_{Dmin}^{Dmax} S^k l^k \, p_D(a) p_D(b)\, da\, db} \quad (17)$$

Ainsi, on aura $\Sigma_{xx} = \sigma_0 = K^h \varepsilon_0 = K_{AC}\varepsilon_0$ d'où $K^h = K_{AC}$ (18)

4. COMPARAISON DES RESULTATS EXPERIMENTAUX AVEC LES PREDICTIONS DES MODELES MICROMECANIQUES

4.1. Données et résultats expérimentaux

Dans cette partie, les valeurs expérimentales données par de Larrard [4] sont utilisées pour la comparaison avec les prédictions issus des deux modèles de Voigt et Auto-Cohérent.
de Larrard [4] a utilisé 12 mélanges de bétons avec une granulométrie variée pour cinq types de granulats de différentes caractéristiques comme le montre la figure 2. Les tableaux 1 et 2 donnent respectivement les caractéristiques des bétons et des granulats utilisés.

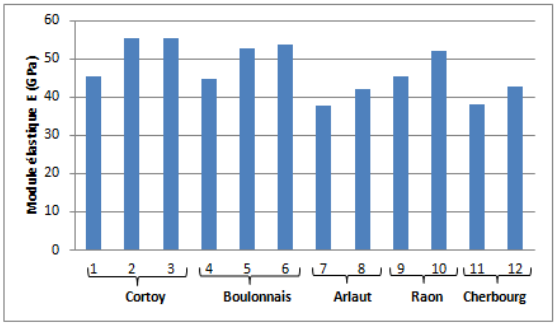


Figure 2. Module d'Young du béton pour les différents types de granulats et différentes granulométries utilisés [4]

Caractéristiques des bétons utilisés à 28 jours

Tableau 1. Caractéristiques élastiques et fraction volumique des granulats pour les différents mélanges [4]

	Crotoy			Boulonnais			Arlaut		Raon l'Etape		Cherbourg		Pâte
	Mortier	µ-béton	Béton	Mortier	µ-béton	Béton	Mortier	Béton	Mortier	Béton	Mortier	Béton	
G	0.579	0.711	0.719	0.527	0.645	0.649	0.543	0.651	0.548	0.651	0.457	0.598	-
Fc28 (MPa)	106.3	90.5	86.8	112.1	109.5	107.7	101.9	89	104.9	90.9	108.4	101.8	152.3
Ei28 (GPa)	45.4	55.4	55.5	44.7	52.6	53.8	37.6	42	45.5	52.1	38	42.6	29.3

Caractéristiques des granulats utilisés

Tableau 2. Caractéristiques des granulats utilisés [4]

	Crotoy	Boulonnais	Arlaut	Raon l'Etape	Cherbourg
Fc (MPa)	285	160	111	250	-
Eg (GPa)	77	78	62	90	86

4.2. Modules d'Young pour les différents mélanges de béton

Les modules d'Young sont calculés à partir des deux modèles Voigt et auto-cohérent en utilisant la formule classique de l'élasticité isotrope reliant les différents modules élastiques, à savoir: $E = 3K(1-2\nu)$ avec $\nu = 0.2$. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau 3.

Tableau 3. Modules d'Young calculés à partir des deux modèles Voigt et auto-cohérent

	Crotoy			Boulonnais			Arlaut		Raon l'Etape		Cherbourg	
E Voigt (GPa)	56.92	63.21	63.60	54.96	60.71	60.91	43.89	50.59	62.56	68.82	55.21	63.21
E A-C (GPa)	49.87	56.76	57.21	47.72	53.56	53.77	43.45	47.12	51.96	58.32	46.29	53.71

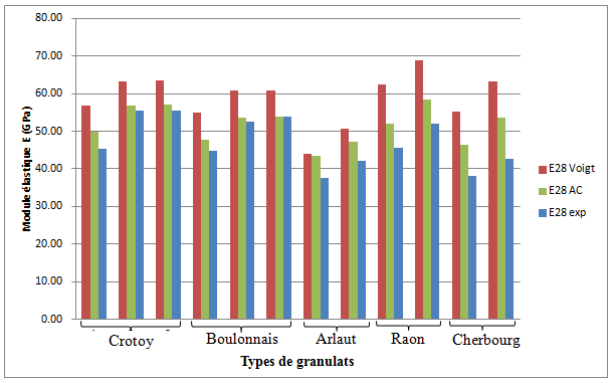


Figure 3. Comparaison des modules d'Young

Les valeurs expérimentales des modules d'Young sont proches des prédictions du modèle auto-cohérent et elles coïncident pour les granulats de type Boulonnais au niveau du troisième mélange (figure 3). Par contre, les modules calculés par le modèle de Voigt s'écartent des valeurs expérimentales, ce qui est prévisible au regard des hypothèses simplistes et grossières du modèle de Voigt.

5. CONCLUSION

D'après les résultats précédents, le modèle auto-cohérent donne des résultats plus proches de ceux issus de l'expérimentation, comparés aux prédictions du modèle de Voigt. Cependant, avec la modélisation microstructurale à deux phases adoptées pour le béton et indépendamment du modèle d'homogénéisation utilisé, le modèle micromécanique proposé dans sa version actuelle ne permet pas de prédire l'effet de la distribution de taille des granulats sur les modules élastiques du béton observé expérimentalement. Ainsi, afin de mieux prédire le comportement élastique du béton observé expérimentalement et retrouver l'effet de la distribution de taille des granulats sur les modules élastiques du béton, une

auréole de transition poreuse entre la matrice et les inclusions et ayant des modules élastiques plus faibles que ceux de la matrice cimentaire sera introduite dans le modèle micromécanique discret proposé.

Références bibliographiques

[1]Miled K., Limam O., Sab K.,"A probabilistic mechanical model for prediction of aggregates' size distribution effect on concrete compressive strength",Physica A, Statistical mechanics and its Applications, 391 (2012) 3366-3378.

[2] Beshr H., Almusallam A.A. and Maslehuddin M., "Effect of coarse aggregate quality on the mechanical properties of high strength concrete ", Construction and Building Materials 17 (2003) 97-103.

[3] Wu K.,Chen B., Yao W. and Zhang D., "Effect of coarse aggregate type on mechanical properties of high-performance concrete ", Cement and Concrete Reasearch 31 (2001) 1421-1425.

[4] De Larrard F., "Structures granulaires et formulation des bétons", Série Ouvrages d'art (OA34) du LCPC- Paris, 2000.

[5] Voronoi G., "Nouvelle applications des paramètres continus à la théorie des formes quadratiques", J. Reine Angew . Math 133 (1908), 97-178.

[6] Love A. E. H., "A treatise of the mathematical theory of elasticity", Cambridge university press warehouse, 1929.

[7] Torquato S., "Random Heterogeneous Materials: Microstructure and Macroscopic Properties", Interdisciplinary Applied Mathematics, Vol. 16, Springer2002.

[8] Stroeven P., "A stereological approach to roughness of fracture surfaces and tortuosity of transport paths in concrete", Cement and Concrete Composites 22 (5) (2000) 331–341.

[9] Hill R., "A self-consistent mechanics of composite materials", J. Mech. Phys. Solids 13, (1965) pp. 213-222.

Formulation et caractérisation mécanique d'un nouveau béton cellulaire en Tunisie dit béton mousse: étude préliminaire

Marwa BEN YOUSSEF[1], Karim MILED[2],Jamel NEJI[1], Mohamed Adel NACCACHE[3]
1 : Université de Tunis El Manar, Laboratoire MOED, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis
2 : Université de Tunis El Manar, Laboratoire de génie civil, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis
3 : Entreprise M.A.N Béton, Tunisie.
E-mail du premier auteur: marwa.ben_youssef@yahoo.fr

Résumé

Dans ce travail, nous nous sommes intéressés à la formulation, la fabrication et la caractérisation mécanique d'un béton cellulaire non autoclavé, nouvellement produit en Tunisie et désigné par « béton mousse ».Cette étude préliminaire a permis de déterminer les résistances mécaniques de ce béton mousse de densité comprise entre 0,6 et 0,7. Les résistances à la compression et à la traction par flexion trouvées expérimentalement sont suffisantes pour des éléments non porteurs tels que les blocs de partition. Par ailleurs, cette étude préliminaire a mis en évidence l'existence d'un faible effet d'échelle de volume sur la résistance à la compression du béton mousse.

***Mots clés** : Béton cellulaire, formulation, résistances mécaniques, effet d'échelle de volume.*

1. INTRODUCTION

En Tunisie, le secteur du bâtiment est classé comme deuxième secteur en matière de consommation d'énergie à l'horizon 2020 et sera le premier secteur à l'horizon 2030.Cette forte consommation est évidemment accompagnée d'un fort dégagement de CO_2[1].

Dans un but de réduction de cette consommation, plusieurs recherches sont entreprises autour de la mise en œuvre des solutions d'efficacité énergétique tentant de minimiser les effets néfastes de la surconsommation dematériaux de construction traditionnels (brique, béton, …). Une de ces solutions consiste au recours aux bétons légers et aux bétons cellulaires à l'instar du «**béton mousse**».

2. GÉNÉRALITÉS SUR LES BÉTONS CELLULAIRES

2.1. Définition

Le béton cellulaire est un béton ultra léger caractérisé par une très forte porosité dépassant généralement 80% du volume du béton. Cette porosité est créée artificiellement par l'incorporation d'un réseau de bulles d'air dans la matrice cimentaire(fig1). Grâce à sa structure poreuse, le béton cellulaire présente une faible masse volumique tout en assurant une solidité suffisante. Par ailleurs, ce matériau est caractérisé par d'excellentes propriétés d'isolation thermique et phonique [2,3].

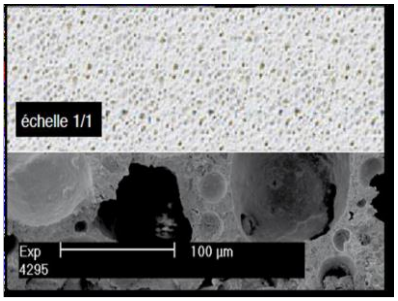


Figure 6. Micro et macro structure du béton cellulaire [2]

2.2. Les différents types du béton cellulaire

Le béton cellulaire peut être divisé en deux types selon le procédé de production [3].

2.2.1. Le béton cellulaire autoclavé

Le béton cellulaire autoclavéest produit par addition à la pâte de ciment ou au mortier, au moment du son malaxage, une quantité prédéterminée de poudre d'aluminium qui, en se mélangeant avec l'eau, crée des bulles d'air dans la matrice cimentaire.Ce type de béton nécessite pour son durcissement un traitement thermique dans un autoclave à une température d'environ 180°C et une pression d'environ 10 bars pour une durée comprise entre 10 et 12 heures. Ilexiste en Tunisie sous le nom commercial de 'Thermopierre'.

2.2.2. Le béton cellulaire non autoclavé

Il est produit par injection de mousse préformée stable ou en ajoutant un agent moussant dans un mélange de base de pâte de ciment ou de mortier.Ce béton contrairement au béton autoclavé ne nécessite pas d'étuvage, son durcissement se fait à l'air libre. Par ailleurs, on distingue deux sous familles de béton cellulaire non autoclvé:

- ***Le béton de polystyrène expansé***: Il est composé d'une matrice cimentaire et des billes de polystyrène expansé sphériques, millimétriques et hydrophobes. Ces billes ont une structure alvéolaire remplie principalement d'air (environ 95% d'air) et forment ainsi une mousse fermée à l'intérieur de la matrice cimentaire.
- ***Le béton mousse*** :L'agent moussant utilisé dans la confection de ce type du béton est généralement organique.

On s'intéresse dans cette étude au**béton mousse**contenant la mousse**'NEOPOR'**produite et commercialisée par la société allemande NEOPOR CLC [4] qui est spécialisée dans la production du béton mousse depuis 1975. Ce béton mousse estnouvellement etexclusivement produit en Tunisie par l'entreprise tunisienne **M.A.N Béton.** Ainsi, cette étude préliminaire a été élaborée en collaboration avec l'entreprise M.A.N Béton.

3. PARTIE EXPÉRIMENTALE: FORMULATION, PRODUCTION ET CARACTÉRISATION MÉCANIQUE DU BETON MOUSSE

3.1. Formulation

La formulation et la fabrication d'un béton mousse de densité théorique égale à 0,6 ont été effectuées au sein de l'usine de la société MAN Béton. Ce béton mousse est constitué de :

- Ciment
- Eau
- Agent moussantNEOPORdit émulseur : Il est organique et biodégradable, il est issu de l'hydrolyse de cornes et sabots des bovins(fig.2).



Figure 7. Mousse produite par l'agent moussant NEOPOR [4]

- Sable : Le sable pour le béton mousse doit respecter les critères et les recommandations de la société NEOPOR CLC; Ce sable doit être propre (équivalent de sable supérieur à 70), lavé et criblé et ses grains doivent être de préférence rouléspour ne pas casser la mousse.En plus, ildoit avoir une granulométrie fine (le pourcentage des fines du 'bon' sable doit être entre 15 et 20 %).

3.2. Production

La production du béton mousse nécessite les matériaux cités précédemment et les matériels suivants :

- Générateur de mousse : Il transforme l'agent moussant liquide en mousse. Il fonctionne automatiquement. Il produit de 8 à 10 litre de mousse par seconde. Ce générateur est fabriqué totalement par l'entreprise M.A.N Béton (fig.3).



Figure 8. Générateur de mousse de la société MAN Béton

- Un compresseur d'air
- Une pompe à eau
- Un malaxeur de béton
- Des moules : l'entreprise M.A.NBétondispose d'une batterie des moules prismatiques de dimensions (1.2×1.2×0.6m) (fig.4) dans lesquelles est coulé le béton mousse.



Figure 9.Coulage du béton mousse dans des moules prismatiques (1.2m×1.2m×0.6m)

- Machine de coupe par fils ou par scies : cette machine sert à couper les blocs de dimensions(1.2×1.2×0.6m) en des blocs plus petits de dimensions (0.6×0.2×0.2m) ou (0.6×0.2×0.1m).

Le procédé de fabrication du béton mousse peut être résumécomme suit:

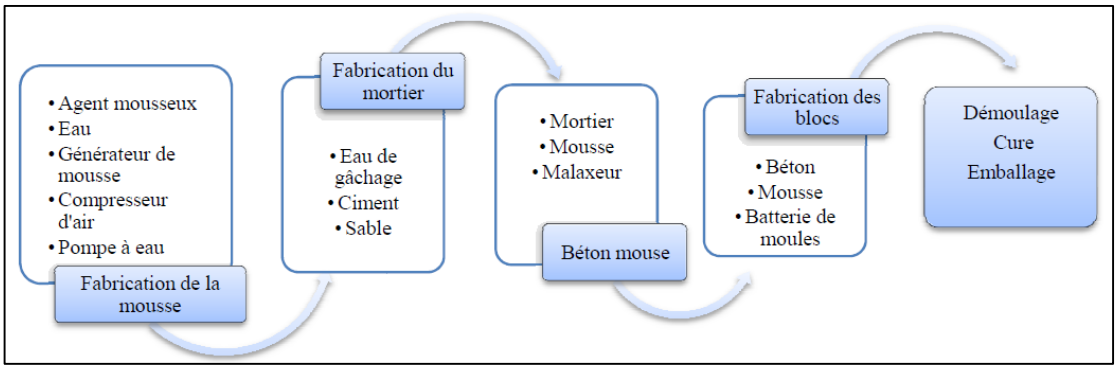


Figure 10. Procédé de fabrication du béton mousse [5]

3.3. Caractérisation mécanique du béton mousse

3.3.1. Résistance à la compression et effet d'échelle de volume

Les essais mécaniques sur le béton mousse ont été effectués au Laboratoire de Génie Civil (LGC) de l'ENIT. L'essai de compression a été réalisé sur des éprouvettes cubiques de trois tailles (10×10×10cm), (15×15×15cm) et (20×20×20cm) après 28 jours (fig.6), et ceci pour déterminer la résistance à la compression moyenne (R_{cm}) du béton mousse de densité comprise entre 0,6 et 0.7, et étudier aussi l'effet d'échelle de volume sur celle-ci. Rappelons

que l'effet d'échelle de volume est lié souvent à l'existence de défauts dans les matériaux. En effet, à cause de l'hétérogénéité du matériau, la résistance locale des éléments de matière n'est pas uniforme, mais suit une distribution aléatoire. Par conséquent, la probabilité de trouver des éléments de faible résistance croît avec la taille de l'éprouvette d'essai [6].

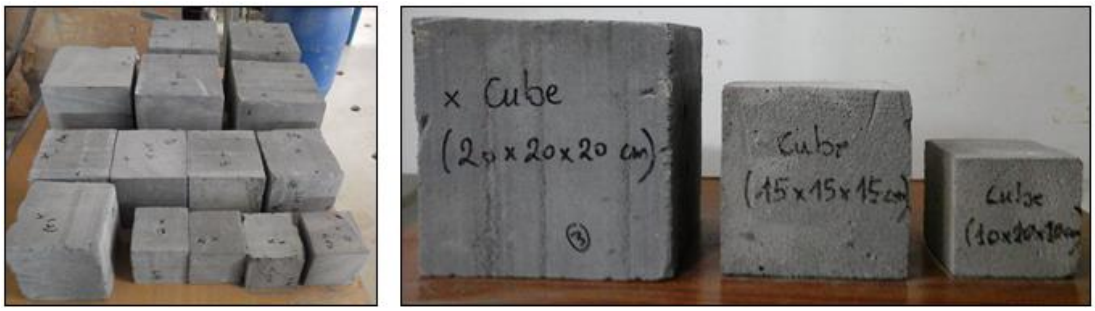


Figure 11. Eprouvettes cubiques de trois tailles différentes pour l'étude de l'effet d'échelle de volume sur la résistance à la compression du béton mousse

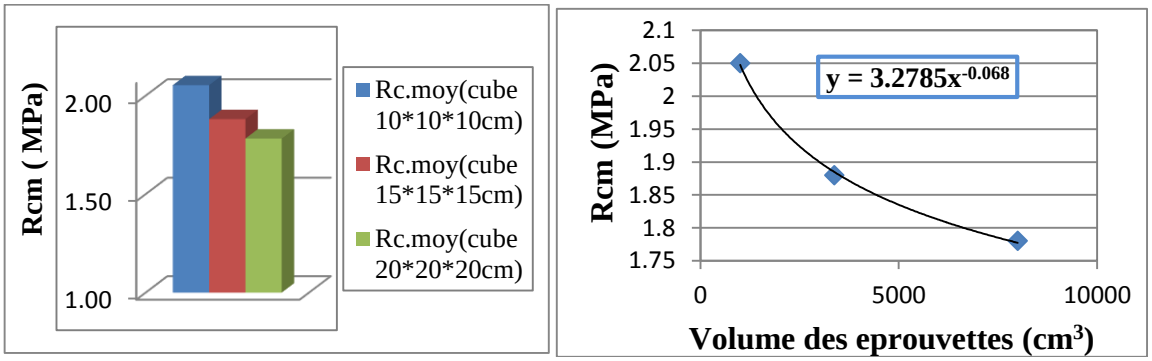


Figure 7. La variation de la résistance à la compression du béton mousse en fonction du volume des éprouvettes d'essai

En deuxième lieu, on constate une présence d'un effet d'échelle de volume sur la résistance à la compression du béton mousse : Cette dernière diminue légèrement avec l'augmentation du volume de l'éprouvette d'essai (fig.7)**.** En effet, la résistance à la compression moyenne (moyenne de 4 résultats individuels) obtenue avec les cubes (20×20×20cm) est plus faible de **13%** par rapport à celle obtenue avec les cubes (10×10×10cm) et de **5%** par rapport aux cubes (15×15×15cm). En plus, cette résistance est plus faible de **8%** entre les cubes (15×15×15cm) et les cubes (10×10×10cm) (fig.7).On peut identifier la loi d'effet d'échelle de volume qui estune loi en puissance (fig. 7).Cependant, cette étude doit être complétée en testantune éprouvette de volume supérieur au volume du cube (20×20×20cm) afin de déterminer le volume (ou taille) d'éprouvette caractéristique à partir duquel l'effet d'échelle de volume disparait. Cette taille caractéristique permettra désormais de caractériser la résistance à la compression du béton mousse. Cette dernière et en se basant sur cette étude préliminaire est égale à environ 1,7 MPa pour la densité testée variant entre 0,6 et 0,7. Cette résistance est généralement suffisante pour des blocs utilisés dans des murs ou éléments non porteurs.

3.3.2. Résistance à la traction par flexion

On a réalisé l'essai de traction sur cinq éprouvettes prismatiques (4×4×16cm) après 28 jours, et ceci pour déterminer la résistance à la traction par flexion (Rt) du béton mousse de densité variant entre 0,6 et 0,7.

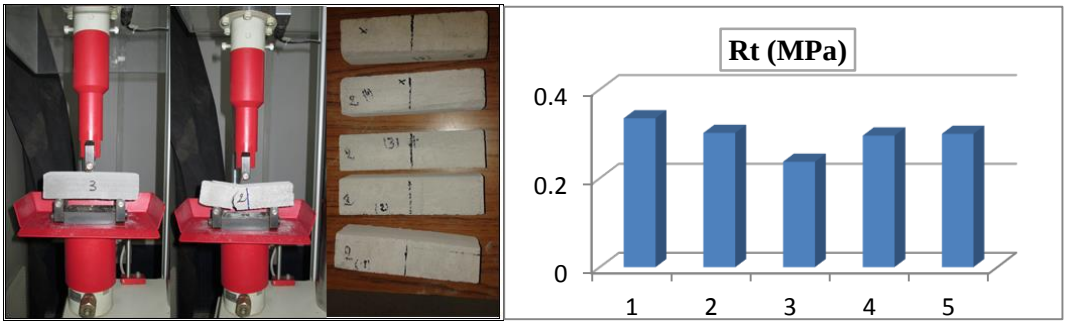


Figure 8. Essais de flexion 3 points et résistance à la traction par flexion du béton mousse

La résistance à la traction far flexion moyenne (R_{tm}) des différentes éprouvettes est d'environ**0,3 MPA**(fig.8).Le béton mousse de densité entre 0,6 et 0.7 possède une faible résistance à la traction par flexion. En effet, cette résistance est presque 6 fois plus faible que sa résistance àla compression.

4. CONCLUSION

Ce premier travail expérimental sur le béton mousse a permis de déterminer la résistance à la compression et la résistance à la traction par flexion d'un béton mousse, de densité comprise entre 0,6 et 0,7, nouvellement fabriqué en Tunisie par la société MAN Béton. Les résistances mécaniques de ce bétonsont à priori suffisantes pour des éléments non porteurs tels que les blocs de partition. Par ailleurs, cette étude préliminaire a montré l'existence d'un faible effet d'échelle de volume sur la résistance à la compression du béton mousse étudié.
Enfin, cette étude doit être complétée et approfondie afin de caractériser toute une gamme de bétons mousses ayant des densités comprises entre 1,4 et 0,6 et d'optimiser leurs formulations et leurs propriétés mécaniques et thermiques.

Références bibliographiques

[1] La mise en place de la réglementation thermique et énergétique en Tunisie, Agence Nationale pour la Maitrise de l'Energie URL:http://www.anme.nat.tn (site consulté en mars 2015).

[2]J. Cox, J. Sizaire, P. Meulders, E. Van Overmeire, A. Ingelaere, Le Béton Cellulaire : matériau d'avenir. Edition de la Fédération belge de Béton Cellulaire, Bruxelles, 2012.

[3]J.H. Mohammed,A.J. Hamad, A classification of lightweight concrete: materials, properties and application review.International Journal of Advanced Engineering Applications, Vol.7, Iss.1, pp.52-57 (2014)

[4] Documents techniques de NEOPOR CLC, URL:http://www.neopor.com (site consulté en mars 2015).

[5] D.Ellouze, Transposition et adaptation d'un processus de fabrication d'un béton mousse. Mémoire de stage de mastère MSS de l'Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, 2013.

[6] K. Miled, Effet de taille dans le béton léger de polystyrène expansé. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 2005.

L'intérêt de la valorisation du fraisât d'enrobé dans la formulation du Béton compacté au rouleau : une synthèse bibliographique

Ines BOUSSETTA[1], Jamel NEJI[1], Saloua EL EUCH KHAY[1,2]

1 : Université de Tunis El Manar, Laboratoire de Matériaux, d'Optimisation et d'Energie pour la Durabilité, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis

2 : ISET de Rades

E-mail du premier auteur: b.ines.boussetta@gmail.com

Résumé

Les travaux d'entretien et de réhabilitation des routes, passent parfois par la destruction de l'ancienne chaussée produisant ainsi des quantités importantes de fraisâts d'enrobés (considéré comme un déchet) qui représentent parfois des stocks gênants (occupation de surfaces, problème d'environnement…) si leurs recyclage n'a pas été envisagé et valorisé.

Une des alternatives possibles est le recyclage des fraisâts dans la formulation du béton compacté au rouleau (BCR) destiné au corps de chaussée.

Cet article présente une synthèse bibliographique sur la technique de recyclage à froid du fraisât d'enrobés et notamment dans le BCR, en mettant le point sur son principe, ses procédés d'exécution et ses multiples avantages.

Mots clés : *Béton Compacté au Rouleau; recyclage à froid; fraisât d'enrobé*

1. INTRODUCTION

Les chaussées sont en permanence soumises à des sollicitations mécaniques et thermiques combinées avec des phénomènes chimiques. Ces actions diverses, en agissant simultanément sur le revêtement, vont participer plus ou moins rapidement selon leurs niveaux de sollicitations à la dégradation de la chaussée, ce qui rend obligatoire les travaux d'entretien.

L'entretien d'un réseau de transport cohérent mobilise des quantités importantes de matériaux provenant essentiellement du fraisage des anciennes chaussées.

La production tunisienne annuelle de fraisâts d'enrobés n'est pas quantifiée par les services techniques du ministère de l'Equipement, de l'Habitat et de l'Aménagement du Territoire. Selon la direction de l'entretien, les quantités de fraisâts est variable d'une année à une autre. A titre d'exemple, le fraisage de 1 km d'autoroute (à 2x2 voies) produit à peu près 11250 tonnes de fraisâts [1].

Dans ce contexte, il devient rentable et économique de valoriser les matériaux présents dans les chaussées et ce en mettant au point des techniques de recyclage adéquates.

2. GENERALITES SUR LE RECYCLAGE DES FRAISATS

L'utilisation des fraisâts d'enrobés a remonté et a pris son essor au début du XXe siècle à la suite des crises pétrolières des années 70. Divers facteurs d'ordre économique, environnemental et technique incitent à investir dans ce domaine : coût de plus en plus élevé de construction des revêtements routiers, généralisation et disponibilité de moyens mécaniques (fraiseuses, centrales adaptées au recyclage…) et l'existence d'importants gisements d'enrobés dans les réseaux routiers [2, 3].

On distingue deux catégories de recyclage des fraisâts d'enrobés : « à froid » à une température ambiante ou « à chaud » à une température comprise entre 160°C et 180°C. Ces deux catégories sont divisées selon leur lieu d'intervention : in situ ou en centrale [2].

On distingue, par conséquent quatre différents procédés de recyclage des fraisâts d'enrobés:

- le recyclage en place à froid,
- le recyclage en centrale à froid,
- le recyclage en place à chaud,

– le recyclage en centrale à chaud.

Chaque procédé nécessite un équipement adéquat selon la technique appliquée. Le recyclage des fraisâts dans le BCR fait partie du procédé de recyclage en centrale à froid [2].

3. LE RECYCLAGE EN CENTRALE A FROID

Le retraitement des anciennes chaussées à froid est une technique de construction ou d'entretien et de réhabilitation des structures routières. Cette technique consiste à démolir la chaussée existante en utilisant des « fraises » permettant d'obtenir un matériau directement utilisable, soit avec des pelles et brise-roche produisant des croûtes et plaques qui nécessitent le passage dans une installation de concassage et criblage pour obtenir un matériau utilisable. Après malaxage en centrale des fraisâts avec des granulats neufs, du ciment et de l'eau, le nouveau matériau est utilisé en corps de chaussée [2] [4,5]. Cette technique permet d'assurer une très bonne régularité des performances prévues (lors des études préalables en laboratoire) grâce à la maîtrise des différents paramètres lors de la fabrication en centrale.

4. RECYCLAGE DES FRAISATS DANS LE BETON COMPACTE AU ROULEAU

Le BCR est un béton composé des mêmes ingrédients qu'un béton conventionnel (mélange de ciment, granulats, eau, d'adjuvants et des ajouts cimentaires si requis), à l'exception des proportions qui changent pour obtenir un mélange sans affaissement dont la mise en place nécessite l'apport d'une énergie de compactage pour être bien consolidé [6].

Le BCR couvre une diversité d'avantages : c'est un matériau mécaniquement rentable, à prix concurrentiel par rapport à sa capacité portante et sa durabilité [6].

La rareté croissante de granulats neufs de bonne qualité, la crise énergétique, l'inflation des coûts de transport, la hausse du niveau des chaussées au dessus du niveau désiré et acceptable, les exigences environnementales font que le recours au recyclage des matériaux provenant de la déconstruction des anciennes chaussées est devenu le thème actuel du développement durable dans le secteur des chaussées.

L'une des alternatives intéressantes serait le recyclage des fraisâts dans la formulation du BCR où il sera utilisé en substitution partielle des granulats neufs. La fabrication doit être réalisée dans un central à béton où le fraisât sera ajouté après contrôle de sa granulométrie.

4.1. Technique de mise en œuvre

Cette technique pourrait être utilisée pour la construction de chaussée neuve ou la réhabilitation de chaussée ancienne. L'exécution des travaux suit les étapes suivantes [5]:

– Fraisage de la chaussée (figure1) : cette opération consiste à prélever le revêtement de la chaussée. Cette pulvérisation est obtenue soit par relevage de plaques d'enrobés (Figure 2b), soit par fraisage (figure 2a).



Figure 1. Fraiseuse à froid [6].



Figure 2. Déchets d'enrobés: (a) les fraisâts (par fraise); (b) les croûtes (par pelle ou brise-roche)

– Transport et stockage des fraisâts dans une centrale à béton : le déchet est stocké proprement dans des aires protégées de tout mélange avec d'autres matériaux et de telle sorte que les tas soient les plus homogène possible.

– Concassage et criblage des fraisâts : les fraisâts sont passés en premier temps dans un poste de concassage, nommé « granulateur » (figure 3). Les granulats résultant de cette opération sont ensuite criblés. Les refus sont reconcassés et criblés. Les matériaux obtenus sont de granulométrie et de qualité variables.



Figure 3. Concassage et criblage des fraisâts [9].

– Fabrication du BCR de fraisât à la centrale : Une fois fractionnés et criblés, les granulats recyclés sont mis en trémie doseuse et introduits dans le malaxeur avec des granulats neufs, du ciment, de l'eau et éventuellement des adjuvants. La distance séparant la centrale et le lieu de mise en œuvre doit être courte, pour que le mélange reste suffisamment maniable sur le chantier. Le malaxage du BCR nécessite une énergie suffisante pour assurer une dispersion efficace de la faible quantité d'eau de gâchage et du ciment dans le mélange. Le système de malaxage doit permettre de produire un mélange homogène et uniforme. L'unité de production doit être fiable de manière à éviter les arrêts et doit posséder un système de dosage des constituants précis.

– Préparation de l'infrastructure : le BCR est sensible à l'excès d'eau provenant des fondations, les zones humides de la fondation granulaire doivent être excavées et remplacées par de nouveaux matériaux granulaires. Ces matériaux peuvent être des fraisâts d'enrobés.

– Transport : le BCR de fraisât est ensuite transporté de la centrale (fixe ou mobile) au chantier à l'aide de camions à bennes basculantes. Les camions doivent être munis de toiles de protection pour réduire l'évaporation de l'eau causée par l'action du soleil et du vent.
Généralement, le temps de transport du BCR, depuis sa fabrication jusqu'à mise en place, est limité à 45 minutes. Le temps de transport devra être réduit si la température ambiante est supérieure ou égale à 27 ºC.

– Mise en place : La mise en place du BCR de fraisât se fait de préférence au moyen d'un finisseur équipé d'une poutre à haut pouvoir de compactage afin de précompacter le BCR mis en place et d'un dispositif de nivellement automatique.

– Compactage : Le compactage consiste en deux passes (une passe est un cycle complet en avant et en arrière) du compacteur à rouleau sans vibration pour consolider le matériau, suivi de quelques passes avec vibration, jusqu'à l'obtention de la compacité spécifiée. Le processus de compactage est complété par quelques passes de l'engin à pneus pour fermer les éventuels vides ou les petites fissures superficielles.

– Contrôle de la fissuration : Contrairement au contrôle des dalles sur sol en béton plastique, le contrôle de la fissuration à l'aide de joints de retrait n'est pas pratiqué de façon systématique pour les revêtements en BCR. Souvent, en milieu industriel, où l'esthétique du revêtement a peu d'importance, aucun joint de retrait n'est effectué, ce qui mène à de grandes économies. L'espacement des fissures est généralement de l'ordre de 12 à 15 mètres, et souvent plus. Dans le cas d'un revêtement avec joint de contrôle de la fissuration, le sciage des joints doit être réalisé après une période d'au moins 12 heures et d'au plus 16 heures après la mise en place du BCR mesuré depuis le contact initial eau-liant.

4.2. Les avantages du recyclage du fraisât dans le BCR

Tout en cherchant à respecter l'environnement, la valorisation des fraisâts dans le BCR doit aussi répondre à des éléments de performance technique et de rentabilité économique.

4.2.1 Sur le plan écologique et environnemental ([2] [4] [6])

– Une économie des ressources naturelles. La réutilisation des matériaux limite l'exploitation des gisements de granulats, ressources naturelles non renouvelables. Ce qui contribue à préserver l'environnement car l'exploitation des carrières a de grands effets sur le milieu écologique (faune et flore) aussi bien sur l'atmosphère (poussière, bruit, vibration).

– Une diminution des gaz à effet de serre (GES). Le recyclage des enrobés dans les bétons hydrauliques routiers diminue la quantité de GES émise en réduisant sensiblement la pollution et le rejet de vapeurs nocives dans l'atmosphère.
– Une meilleure rentabilité énergétique. Une consommation beaucoup moins importante d'énergie globale puisqu'il s'agit d'une technique de recyclage à froid.

4.2.2 Sur le plan technique ([2] [4] [6])

– Le recyclage des fraisâts dans le BCR permet le renforcement de la structure de chaussée ancienne fatiguée, déformée et inadaptée au trafic qu'elle supporte.
– En raison de la très faible teneur en eau et du dosage en ciment limité du BCR, le retrait reste faible ce qui ralentit la remontée de fissure dans le revêtement de surface
– Bonne répartition des charges sur le support de la chaussée, grâce à la rigidité de la structure.
– Amélioration de la tenue à la fatigue, qui permet à la chaussée retraitée de résister à la répétition des charges, donc à un trafic cumulé important;
– Assure un bon comportement par temps chaud sans déformation, ni orniérage.
– Un bon comportement vis-à-vis des cycles de gel-dégel, grâce à la rigidité du matériau

4.2.3 Sur le plan économique ([2] [4] [6])

Le recyclage des fraisâts dans le BCR permet une économie sur les coûts: c'est une technique très compétitive en offrant une facilité de mise en place et une réduction de la main d'œuvre d'une part et en réduisant le coût d'entretien pendant la période de service d'autre part.

4.3. Expérience Nationale et Internationale

En Tunisie, l'utilisation du fraisât d'enrobés est aujourd'hui limitée à quelques travaux de remblaiement. La valorisation de ce déchet est en cours d'étude et de recherche. Une étude relative au recyclage à froid du fraisât dans la grave ciment a été réalisée et a aboutit à des résultats intéressants [9]. Des travaux sur la réutilisation du fraisât dans le béton hydraulique routier et sur le recyclage à chaud du fraisât dans le béton bitumineux sont en cours d'étude.
En Europe, certains pays favorise la gestion des déchets et recyclent jusqu'à 90 % des matériaux récupérés pendant les travaux de démolition et de reconstruction de routes. L'European Asphalt Pavement Association évalue que plus de 50 millions de tonnes de matériaux recyclés sont produits annuellement. La France produit environ 6,5 millions de tonnes de ces matériaux par année. Le taux de recyclage est de 23 % en 2010 et il a passé, selon leur nouvel objectif, à 60 % en 2012 [10].
Aux États-Unis, les enrobés sont le produit le plus recyclé de tous les matériaux confondus. Sur les 100 millions de tonnes de fraisât sont produites chaque année, 75 % sont recyclées à froid au moyen de ciment dans les infrastructures routières et 20 % sont réutilisées dans de nouveaux revêtements. Selon les spécifications techniques de chaque état américain, le taux d'acceptation des fraisâts dans un nouveau revêtement varie de 10 à 50 % [4].
Au Canada, le ministère des Transports du Québec permet l'utilisation de 20 % de fraisât pour les mélanges destinés aux couches de base et de surface. Présentement, des projets pilotes sont à l'étude afin de permettre l'introduction de 10 % de GBR dans les couches de surface autoroutière [4].
Plusieurs travaux de recherche à travers le monde relatifs à la valorisation du fraisâts d'enrobés dans le BCR sont récemment publiés. Les travaux de Pouliot [11] ont montré que l'incorporation de ces matériaux recyclés fait diminuer les propriétés mécaniques du BCR, soit la résistance à la compression, la résistance à la flexion et le module élastique. Mais pour

une application routière, les résultats obtenus relatifs à la résistance à la flexion demeurent très acceptables.

Les travaux de recherche de Courard et al [12] relatifs à l'optimisation des BCR avec des granulats recyclés ont montré que les granulats recyclés peuvent présenter de très bonnes performances pour être utilisés dans le BCR. Les résultats trouvés ont montrés que le BCR avec des granulats naturels et le BCR avec des granulats recyclés (fraisât d'enrobé) sont similaires de point de vu compacité. Cependant, la résistance à la compression est plus élevée pour les BCR avec des agrégats naturels. D'autre part, la teneur en ciment, qui varie entre 250 et 175 kg / m^3, n'a pas d'impact majeur sur la compacité. Cette étude a montré donc la possibilité d'utiliser les granulats d'enrobés recyclés dans la fabrication des BCR destinés aux applications routières.

Enfin, l'étude d'Amir et al [13] relative à la détermination des propriétés mécaniques du BCR formulé avec des granulats neufs et des fraisâts d'enrobés a montré que l'utilisation des fraisâts de grand calibre (gravier) est plus avantageux que l'utilisation de fraisât fin (sable) dans la formulation du BCR.

5. CONCLUSION ET PERSPECTIVES

Le recyclage des fraisâts d'enrobés est avantageux autant du point de vue technique, environnemental qu'économique. Non seulement les enrobés sont des matériaux de construction recyclables mais ils sont en plus réutilisables dans leur application première, soit en corps de chaussée. L'objectif dans l'avenir doit être de pouvoir recycler de plus en plus de fraisâts d'enrobés et d'augmenter progressivement les taux d'incorporation de ces matériaux dans les nouveaux mélanges tout en conservant une qualité acceptable.

Des travaux de recherche sont récemment lancés afin de valoriser des fraisat locaux dans la fabrication du BCR destiné au corps de chaussée. Une étude de formulation d'un béton compacté au rouleau à base des fraisâts provenant de la déconstruction d'une route nationale tunisienne est en cours afin de tester l'influence de l'ajout de ce type de déchet sur les différentes caractéristiques du béton. Les différentes formules mises au point seront testées par des essais mécaniques classiques (compression, fendage, flexion, module d'élasticité), l'essai de retrait et l'essai de fatigue.

Références bibliographiques

[1] S. El Euch Ben Saïd, S. El Euch Khay, A. Loulizi , Valorisation des fraisâts d'enrobés en travaux de réhabilitation routière- la technique du retraitement in situ des chaussées au ciment. Annales du Ministère de l'Equipement, 2013.

[2] Guide technique, « Retraitement des chaussées et recyclage des matériaux bitumineux de chaussées », LCPC-SETRA, Juillet 2004.

[3] Guide national pour des infrastructures municipales durables, Réutilisation ou recyclage des matériaux de construction ou d'entretien de routes, Fédération canadienne des municipalités et le Conseil national de recherches du Canada, Octobre 2005.

[4] Documentation Technique ROUTES « Le retraitement à froid des chaussées au ciment ou aux liants hydrauliques routiers », CIMBETON, 200.

[5]Note technique, « le recyclage en centrale des enrobés bitumineux », LCPC-SETRA, 1982

[6] GAUTHIER, P., MARCHAND, J., BOISVERT, L., OUELLET, E., PIGEON, M. « Conception, formulation, production et mise en œuvre de revêtements en béton compacté au rouleau », Centre de recherche interuniversitaire sur le béton, Université Laval, 2000.

[7] http://www.wirtgen.fr/

[8] http://www.constructioncayola.com/

[9] S. EL Euch Khay, S. EL Euch Ben Saïd, A. Loulizi, J. Néji, Laboratory investigation of cement – Treated reclaimed asphalt pavement materiel, J. Mater. Civ. Eng. ASCE, 2014.

[10] European Asphalt Pavement Association (EAPA), "Arguments to Stimulate the Government to Promote Asphalt Reuse and Recycling", Belgique, Mai 2008.

[11] Pouliot,N. "mécanismes d'hydratation et proprieties mécaniques des bétons de ciments fabriqués à partir de matériaux granulaires recycles et de béton bitumineux recycles", thèse de doctorat, Faculté des sciences et de Génie, Université Laval, Québec, 2002.
[12] Luc Courard, Frédéric Michel, Pascal Delhez, "Use of concrete road recycled aggregates for Roller Compacted Concrete ", Construction and Building Materials, pp 390–395, 2010
[13] Amir Modarres, Zeinab Hosseini, "Mechanical properties of roller compacted concrete containing rice husk ash with original and recycled asphalt pavement material", Construction and Building Materials, pp 227–236, 2014

Modélisation par la méthode des éléments finis en utilisant le modèle de comportement pour béton implémenté dans Abaqus CDP : Concrete Damaged Plasticity

Marwa LOUKIL[1], Ali ELLOUZE[1,2], Imen KALLEL KAMMOUN[1,2], Mongi BEN OUEZDOU[1]

1 : Laboratoire de Génie Civil LGC, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis « ENIT », Université Tunis El Manar.
2 : Ecole Nationale d'Ingénieurs de Sfax « ENIS »
E-mail du premier auteur: marwa.loukil@yahoo.fr

Résumé

Le béton est un matériau hétérogène, il présente ainsi un comportement mécanique très complexe et fortement non linéaire. Cette non-linéarité se manifeste essentiellement dans la fissuration en traction et l'écrasement en compression. Dans la modélisation du comportement du béton plusieurs échelles peuvent être envisagées. A l'échelle macroscopique le matériau est considéré continue homogène avec des propriétés moyennes équivalentes. A l'échelle méso le matériau n'est plus homogène et la structure granuleuse et composite du béton est considérée dans le modèle. Une analyse micro tient compte également des particules constitutives de la pâte de ciment.
Dans cette étude, on propose une simulation numérique du comportement mécanique du béton en utilisant le modèle CDP ***(Concrete Damaged Plasticity)*** *implémenté dans le code Abaqus. Il s'agit d'un modèle de béton à fissuration diffuse basé sur la théorie plastique en dommageable. L'objectif est d'expliquer les notations utilisées par ce modèle ainsi que la façon de les introduire dans ABAQUS. Une batterie de tests est effectuée sur des éléments de béton pour assigner au matériau une loi de comportement dans le modèle* ***Concrete Damaged Plasticity****. L'objectif est d'obtenir une réponse la plus proche de la loi introduite en faisant varier les paramètres du modèle.*
Mots clés : *béton, simulation numérique, comportement non-linéaire endommageable.*

1. INTRODUCTION

Le béton, armé et non armé, est utilisé depuis plus d'un siècle dans la construction de divers ouvrages à travers le monde. Il est de nos jours le matériau de construction le plus utilisé aumonde. Malgré cette utilisation étendue, il est toujours considéré comme un matériau complexe principalement à cause de son hétérogénéité, de sa composition microstructurale aléatoire et de son comportement hautement non-linéaire. Cet article a pour objectif d'étudier le comportement mécanique du béton en utilisant le modèle CDP (Concrete Damaged Plasticity) implémenté dans le code Abaqus en se basant sur la théorie plastique endommageable. Le but est d'obtenir une réponse plus proche de la loi introduite tout en variant les paramètres du modèle. Dans ce travail, on commence par présenter le modèle d'endommagement CDP puis d'identifier les paramètres de ce modèle. Une batterie de tests est effectuée sur des éléments de béton pour assigner au matériau une loi de comportement.

2. PRESENTATION DU MODELE D'ENDOMMAGEMENT CDP

Le modèle *Concrete Damaged Plasticity* a été proposé par Lubliner et al. [1] et amélioré par la suite par Lee et Fenves[2] .La relation constitutive basé sur le concept de module d'élasticité endommagé est exprimée par :

$$\sigma = (1-d)D_0^{el}:(\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = D^{el}:(\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (2.1)$$

Où σ est la contrainte de Cauchy, ε est le tenseur de déformation, $d$est la variable d'endommagement, D_0^{el} la rigidité élastique initiale non endommagé du matériau et $D^{el} = (1-d)D_0^{el}$est la rigidité élastique endommagée.

Le tenseur des contraintes effectives $\tilde{\sigma}$ est défini par :

$$\tilde{\sigma} = D_0^{el}:(\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (2.2)$$

Ainsi le tenseur de contraintes de Cauchy est relié au tenseur de contraintes effectives à travers le paramètre d'endommagement $(1-d)$par la relation suivante:

$\sigma = (1 - d)\tilde{\sigma}$ (2.3)

Les états d'endommagement en compression et en traction sont caractérisés indépendamment par deux variables $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ et $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ etqui sont respectivement les déformations plastiques équivalentes en compression et en traction :

$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{1-d_c}\frac{\sigma_c}{E}$ Avec $\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E}$ (2.4)

$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{ck} - \frac{d_t}{1-d_t}\frac{\sigma_t}{E}$ Avec $\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \frac{\sigma_t}{E}$(2.5)

Il existe également une relation pour décrire l'endommagement en compression dans la phase d'adoucissement ainsi que l'endommagement en traction après fissuration en fonction des paramètres tel que le montre les équations 2.6 et 2.7.

$d_c = d_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, f, \phi)$ $0 \leq d_c \leq 1$ (2.6)

$d_t = d_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, f, \phi)$ $0 \leq d_t \leq 1$ (2.7)

3. IDENTIFICATION DES PARAMETRES DU MODELE CDP

L'ensemble des paramètres sur lesquelles est basé le modèle d'endommagement CDP sont l'angle de dilatation ϕ, une excentricité de la surface potentielle plastique e, le paramètre f, le paramètre K et le paramètre de viscoplasticité μ .

L'angle de dilatation ϕ est mesuré dans le plan *p–q* à haute contrainte de confinement relatif au potentiel plastique. Il varie entre 0° et 50° et dans les simulations on considère généralement les valeurs comprises entre 36°et40°.Le paramètre f est défini à partir de la résistance du béton à la compression, f_c, et celle à la compression sous un état de chargement biaxial, f_{b_0}, par la relation $f = \frac{f_{b_0}}{f_c}$. Il peut être déterminé également à partir de la courbe de Kupfer [9]. On considère généralement la valeur de 1.16 pour f.Le paramètre K a été introduit par Drucker – Prager [6] et il a une influence sur la surface de la rupture. Physiquement ce paramètre représente la distance entre l'axe hydrostatique et respectivement le méridien de compression (CM) et le méridien de traction (TM). Selon MAJEWSKI[3], la valeur de K vaut 0.6. On considère dans le modèle CDP, $K = 0.66$.

Le paramètre viscoplasticité μ a une influence directe sur la relation contrainte déformation. En effet plus la viscosité est grande plus on s'éloigne du modèle [4].On prend $\mu = 0.001$ .L'excentricité est un paramètre qui n'a pas d'importance dans les simulations pour connaitre le comportement du matériau en compression et en traction .Dès lors une valeur par défaut de 1 est assignée au modèle (telle que proposée par Abaqus).

4. TESTS DU LABORATOIRE ET SIMULATIONS NUMERIQUES

La composition du béton témoin considéré est présentée dans le tableau 1.

Tableau 1. Composition du béton témoin B50 (pour un mètre cube)

Gravier / Sable --- G / S	***1,2***
eau / ciment --- E / C	***0,4***
Ciment CPI 32.5 (Kg)	***400***
Sable lavé (Kg)	***837***
Gravier (Kg)	***1005***
super-plastifiant Viscocrête 5400F (Kg)	***6***

Le module d'Young E est mesuré à partir de 3 essais sur des cylindresØ16 x 32 cm. Pour ce faire, nous utilisons un extensomètre spécial.

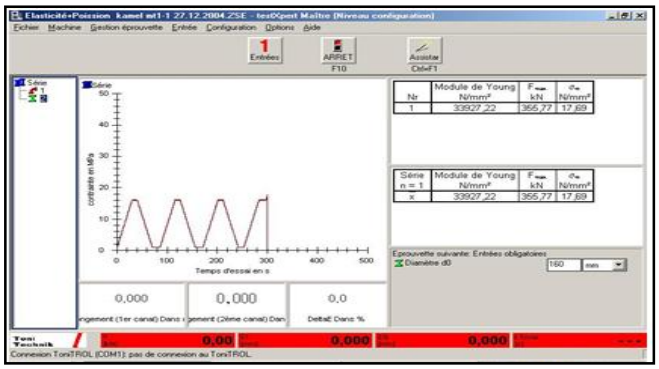
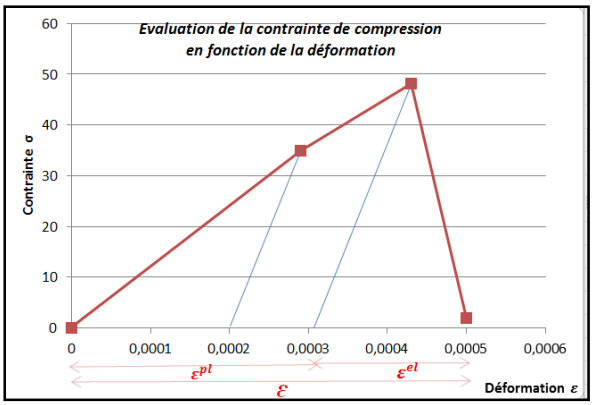


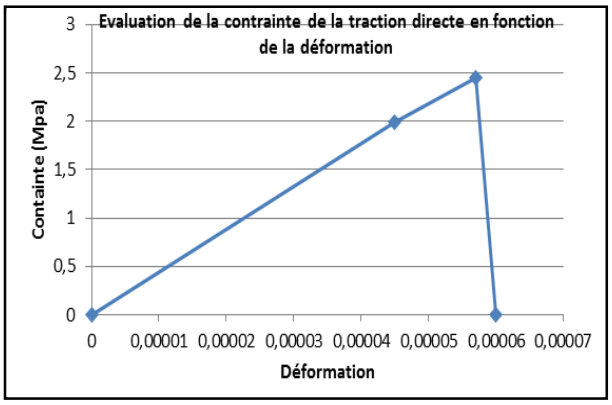
Figure 1.Module d'élasticité du béton témoin

4.1. Comportement en compression uniaxiale et en traction uniaxiale

Les essais de compression monotones ont été réalisés en utilisant une presse hydraulique à commande numérique de capacité maximale égale à $5000kN$. Les essais ont été réaliséssur neuf éprouvettes cylindriques ø16 x 32 cm [7] à une vitesse de chargement de compression de$0.005mms$.Les essais de traction directe ont été réalisés sur six éprouvettes (formes de huit) .Les courbes contrainte - déformation obtenues sont illustrées sur la figure 2.



(a) Essai de compression



(b) Essai de traction.

Figure 2.Courbes contrainte-déformation

D'après la figure 3,la rupture du béton est de type fragile .En effet,le module d'Young E peut directement être déduit de la courbe. Il est proportionnel à la pente de la droite dans la zone élastique. On remarquera toutefois que cette valeur est difficilement exploitable en raison d'une pente très raide avec une imprécision sur la valeur de l'allongement.

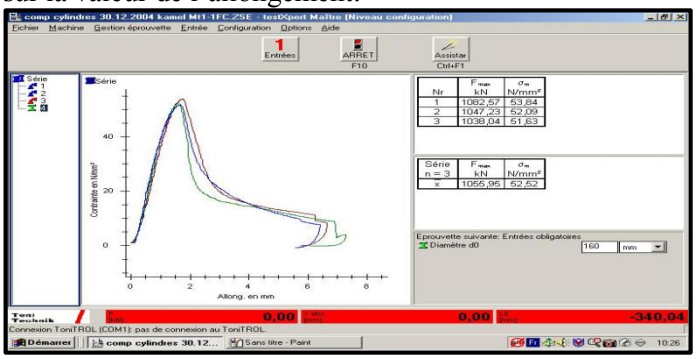


Figure 3.Réponse du modèle en compression

Les paramètres d'endommagement en compression d_c ainsi que celui en traction d_t sont calculés à partir des équations (2.4) et (2.5)**.**Afin d'introduire le modèle du béton en compression dans Abaqus, il faut d'abord définir les paramètres du comportement contrainte déformation du béton que l'on souhaite modéliser tel que montré le tableau récapitulatif 2.

Tableau 2. Les différents paramètres du modèle CDP pour B50

Paramètres d'Elasticité		**Paramètres du modèle CDP**	**Valeurs**
Module de Young	*Coefficient de poison*	*Angle de dilatation*	38°
		Excentricité	1
E (MPa)	*v*	*f*	1.12
34000	0.2	*K*	0.66
		μ	0.001
Comportement en compression		**Endommagement en compression**	
Déformation	*Contrainte (MPa)*	*Endommagement* d_c	*Déformation*
0	0.1	0	0
0.00029	34.9	0	0.00029
0.00043	48.2	0.006	0.00043
Comportement en traction		**Endommagement en traction**	
Déformation	*Contrainte (MPa)*	*Endommagement* d_t	*Déformation*
0	1.5	0	0
0.000045	1.98	0	0.000045
0.000057	2.44	0.06	0.000057

Dans les calculs des applications standard,on a utilisé le code d'élément fini, mis en œuvre dans l'environnement d'ABAQUS / Explicit. Les résultats numériques obtenus sont en accord avec les résultats expérimentaux tel que montré sur la figure 4.

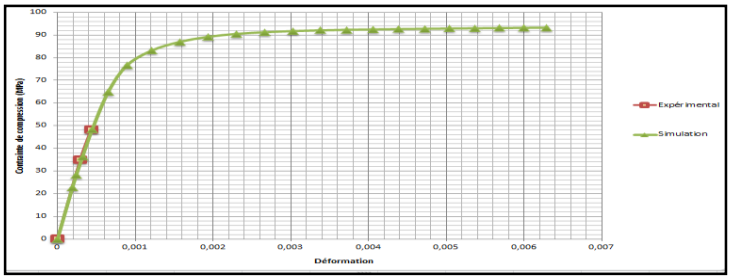


Figure 4. Courbe de Contrainte –Déformation utilisant le modèle CDP en compression.

Pour décrire les avantages du modèle ***ConcreteDamagedPlasticity*** surtout pour le cas où la rupture du béton évolue d'un mode fragile vers un mode de type ductile (cas des bétons renforcés par des fibres) ce qui rend possible de bien d'écrire le comportement avec écrouissage en compression etavec adoucissement en traction.

4.2. Comportement en flexion 3 points

Les essais de flexion 3 points ont été effectués en utilisant une presse hydraulique à commande numérique de capacité de charge maximale de 300 KN [7]. Les essais sont réalisés sur des éprouvettes prismatiques 7x7x28 cm à une vitesse de chargement de 0.05 mm/minute.

Après introduction du modèle du béton dans le logiciel ABAQUSmontré dans la Figure 5 et en se basant sur les résultats effectués sur des éléments de béton, il en ressort que le modèle CDP est adapté pour modéliser le comportement du béton.

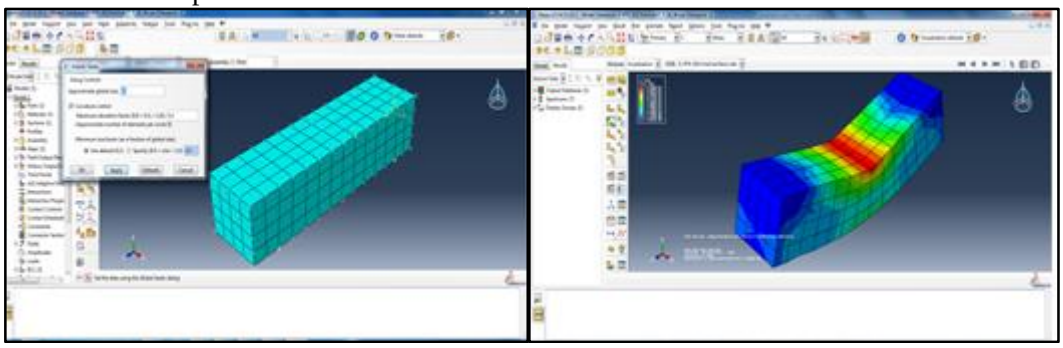


Figure 5.Modélisation et maillage du prisme en flexion trois points

Les résultats obtenus numériquement sont comparés aux résultats expérimentaux sur la figure 6.

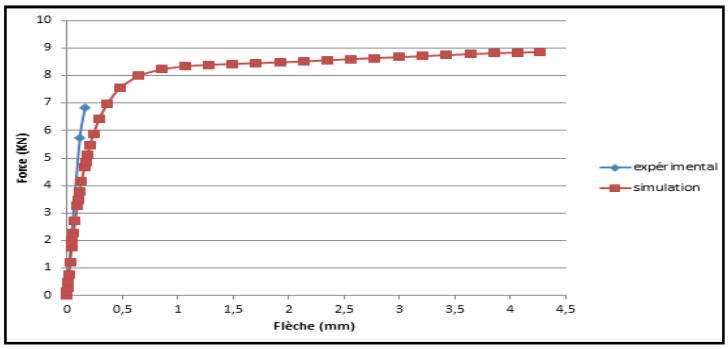


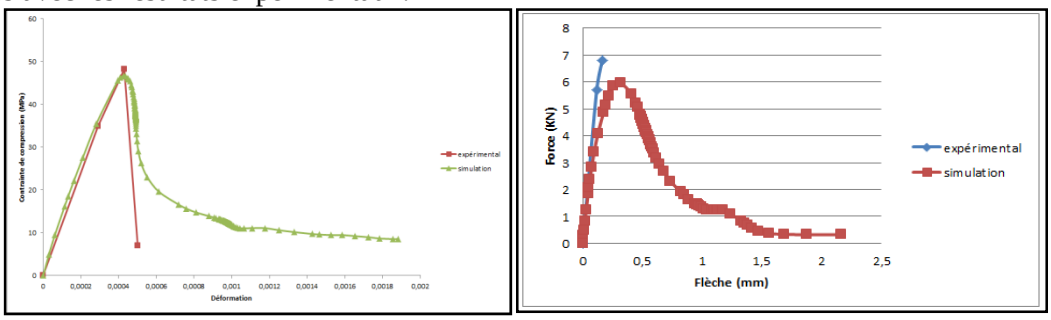
Figure 6. Courbe de Contrainte –Déformation utilisantle modèle CDP en flexion trois points.

La rupture du béton est associée à une fissuration qui confère un comportement fragile au matériau, particulièrement en traction. Pour décrire les avantages du modèle *Concrete Damaged Plasticity* surtout pour le cas où la rupture du béton évolue d'un mode fragile vers un mode de type ductile (cas des bétons renforcés par des fibres), on a estimé les paramètres d'endommagement en compression $\mathbf{d_{ci}}$ ainsi que les paramètres d'endommagement en traction $\mathbf{d_{ti}}$ proche du comportement fragile du béton (rupture après le pic) .Les valeurs obtenues sont résumées au tableau 3.

Tableau 3. Les différents paramètres du modèle CDPavec l'estimation de dommage après rupture

Comportement en compression		**Endommagement en compression**	
Déformation	*Contrainte (MPa)*	*Endommagement d_c*	*Déformation*
0	0.1	0	0
0.00029	34.9	0	0.00029
0.00043	48.2	0.006	0.00043
0.00025	7	0.9	0.0025
0.01	5	0.95	0.01
Comportement en traction		**Endommagement en traction**	
Déformation	*Contrainte (MPa)*	*Endommagement d_t*	*Déformation*
0	1.5	0	0
0.000045	1.98	0	0.000045
0.000057	2.44	0.06	0.000057
0.00058	0.5	0.8	0.00058
0.0056	0.02	0.98	0.0056

La Figure 7(a) montre que le modèle et les calculs conduisent à des résultats numériques qui sont proches avec les résultats expérimentaux.



(a) Courbe en compression(b)Courbe en flexion 3 points

Figure 7. Courbe de Contrainte –Déformation utilisantle modèle CDP en compression et en flexion trois points avec l'estimation de dommage après rupture.

Les résultats numériques de l'essai de flexion trois points sur une éprouvette (7x7x28) en béton avec l'estimation de dommage après rupture sont montrés schématiquement à la figure 7 (b).On remarque que le résultat obtenu est proche du résultat expérimental.

5. CONCLUSION

Le modèle d'endommagement plastique proposé dans cet article est caractérisé par un grand nombre de paramètres qui sont indépendants entre eux. Certains d'entre euxont été introduits juste pour simplifier la notation et sont directement liés aux autres paramètres par des expressions explicites.

D’autres paramètres ont étédéterminés à partir des hypothèses, ou pris par défaut à partir des valeurs recommandées par le logiciel.

Les exemples ont montré que l'utilisation de CDP modèle permet une définition correcte des mécanismes de défaillance dans les éléments en béton ainsi que le lien entre le comportement réel du béton et sa modélisation numérique. Le CDP peut être utilisé pour modéliser le comportement du béton etainsi que celuides structures en béton fibré.

Références bibliographiques

[1] Lubliner J., Oliver J., Oller S, al.(1989). A plastic-damage model for concrete, International Journal of Solids and Structures.

[2] Lee J., Fenves G.L (1998). Plastic-damage model for cyclic loading of concrete structures, Journal of Engineering Mechanics.

[3] Majewski S. The mechanics of structural concrete in terms of elasto-plasticity, Silesian Polytechnic Publishing House, Gliwice, 2003.

[4] Kmiecik, P., &Kamiński, M. (2011).Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. Archives of civil and mechanical engineering.

[5] Jankowiak, T., &Lodygowski, T. (2013). Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model.

[6] Desrues, J. (2002). Limitations du choix de l'angle de frottement pour le critère de plasticité de Drucker-Prager. Revue française de génie civil, 6(5), 853-862.

[7] EllouzeA. (2013). Béton à fibres métalliques : Essais sur les poutres et les dalles; thèse de doctorat en génie civil à l’Ecole Nationale d’Ingénieurs de Tunis.

[8] ABAQUS. Abaqus analysis user's manual, Version 6.9, 2009, DassaultSystèmes.

[9] Kupfer, H.B., Hillsdorf, H.K. et Rusch H. (1969). Behavior of concrete under biaxial stress.ACI Journal, 66, 356-366.

Session 5: Caractérisation expérimentale et modélisation du comportement des bétons à l'état durci

Approches de modélisation du comportement du béton sous sollicitations couplées

Fekri MEFTAH
Laboratoire Génie Civil Génie Mécanique, INSA Rennes, France
Email : Fekri.Meftah@insa-rennes.fr

6. INTRODUCTION

Le béton est un matériau hétérogène constitué d'une matrice cimentaire (pâte de ciment hydraté) dans laquelle sont enchâssés des inclusions granulaires de taille et nature variables (granulats, sable, fines,…). La matrice cimentaire se présente comme un milieu poreux multiphasique avec une porosité connectée favorisant les phénomènes de transferts au sein du matériau béton.

Ces transferts résultent des échanges que peut avoir le matériau béton avec son environnement, des échanges pouvant intervenir en conditions de service (échange hydrique, pénétration d'espèces chimiques agressives…) ou bien dans des situations accidentelles (propagation de chaleur en cas d'incendie, perte d'étanchéité aux radioéléments…).

Ces transferts peuvent conduire à des phénomènes physico-chimiques qui affectent le comportement mécanique du matériau, ce dernier influant à son tour sur ces phénomènes de transferts. Ceci donne lieu à des couplages forts entre les mécanismes de transferts et le comportement mécanique du matériau. La nature couplée de ces phénomènes nécessite le recours à des approches multi-physiques pour les étudier.

La présente contribution a pour objet de présenter une approche de modélisation thermo-hygro-mécanique (THM) pour l'étude du comportement du béton en présence d'échanges hydrique (dessiccation) et thermique (hautes températures) concomitants à un chargement mécanique. En particulier, cette présentation focalise sur :

- Un cadre unifié de modélisation du comportement différée (retrait et fluage) dans le cadre d'une approche THM,
- La modélisation l'échelle mésoscopique du comportement THM pour la prise en compte explicite de paramètres de formulation (nature et distribution granulaire, ajout de fibres polypropylènes)

7. MODELISATION DES TRANSFERTS

Sous le vocable de transferts on retrouve le transport de masse dans le réseau poreux connecté, le transfert de chaleur dans le milieu poreux ainsi que les échanges entres les phases. L'analyse de ces transferts passe par l'écriture des équations de bilan de masse et d'énergie pour les différentes phases du milieu poreux : solide, liquide et gaz dans le cadre des problématiques étudiées.

La figure 1 donne une schématisation du milieu poreux. L'espace poreux y est quantifié par le paramètre porosité ϕ, le squelette solide par la partie complémentaire $1-\phi$. La phase eau liquide est quantifiée par le degré de saturation S_l : ratio du volume du liquide par rapport au

volume de l'espace poreux. La partie complémentaire des pores est considérée être occupée par une mélange gazeux d'air sec et de vapeur d'eau.

Sur la base de cette schématisation du milieu poreux, on définit les masses par unité de volume total du milieu poreux :

$$\begin{aligned} m_s &= (1-\phi)\rho_s \quad ; \quad m_l = S_l \phi \rho_l \\ m_v &= (1-S_l)\phi\rho_v \quad ; \quad m_a = (1-S_l)\phi\rho_a \quad ; \quad m_g = m_a + m_v = (1-S_l)\phi\rho_g \end{aligned} \tag{5}$$

avec m_s pour le solide, m_l pour l'eau liquide, m_v pour la vapeur d'eau, m_a pour l'air sec et m_g pour le mélange gazeux. Pour chaque constituant $\rho_{\square}$ représente la masse volumique (partielle dans le cas de la vapeur et de l'air sec).

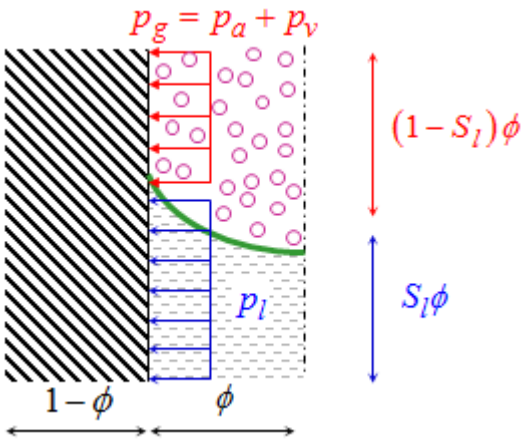


Figure 1. Schématisation du milieu poreux à trois phases

1.1 Equations de bilan

Pour chaque phase π, l'équation de conservation de la masse est classiquement donnée par :

$$\frac{\partial m_\pi}{\partial t} + div(\boldsymbol{J}_\pi) = \dot{m}_\pi^r \tag{6}$$

où $\boldsymbol{J}_\pi = m_\pi \boldsymbol{v}_\pi$ est le flux de masse, $\boldsymbol{v}_\pi$ est la vitesse de la particule et $\dot{m}_\pi^r$ est un terme source qui correspond aux phénomènes physico-chimiques à prendre en compte selon la nature du problème considéré.

Par ailleurs et sous l'hypothèse de l'équilibre thermique entre les phases, les équations de conservation de l'énergie des différentes phases permet d'établir l'équation de transfert de chaleur pour le milieu poreux :

$$\sum_{s,l,g} m_\pi C_\pi \frac{\partial T}{\partial t} + \sum_{l,g} C_\pi \boldsymbol{J}_\pi \cdot \boldsymbol{grad}(T) + div(\boldsymbol{q}) = \sum_{s,l,g} \dot{u}_\pi^r \tag{7}$$

où T est la température absolue, $\boldsymbol{q}$ est le flux de chaleur, C_π est la chaleur spécifique de la phase et $\dot{u}_\pi^r$ le terme source d'énergie pour la phase. Le deuxième terme de gauche de l'équation (7) traduit l'échange d'énergie induit par le transfert de masse dans le milieu poreux.

Dans le cadre de petites perturbations quasi-statiques, la vitesse du solide peut-être négligée $\boldsymbol{v}_s \approx \boldsymbol{0}$. En outre, le transport des phases fluides dans le milieu s'exprime en fonction de leurs vitesses relativement au squelette solide :

$$\boldsymbol{v}_l \approx \boldsymbol{v}_{l-s} \quad ; \quad \boldsymbol{v}_g \approx \boldsymbol{v}_{g-s} \quad ; \quad \boldsymbol{v}_v \approx \boldsymbol{v}_{g-s} + \boldsymbol{v}_{v-g} \quad ; \quad \boldsymbol{v}_a \approx \boldsymbol{v}_{g-s} + \boldsymbol{v}_{a-g} \tag{8}$$

Pour la vapeur d'eau et l'air sec, il convient de rendre compte du mouvement relatif de chaque constituant par rapport au mélange gazeux (donné par $\boldsymbol{v}_{\approx g}$), ce dernier ayant un mouvement d'ensemble moyen par rapport au squelette solide (donné par $\boldsymbol{v}_{g-s}$).

Dans le cas des températures ambiantes, seul le phénomène d'évaporation / condensation de l'eau revêt un intérêt majeur. Le taux de masse d'eau évaporée $\dot{m}_{vap}$ traduit l'échange entre la phase liquide et la phase vapeur :

$$\dot{m}_s^r = 0 \quad ; \quad \dot{m}_l^r = -\dot{m}_{vap} \quad ; \quad \dot{m}_l^r = \dot{m}_{vap} \quad ; \quad \dot{m}_a^r = 0 \tag{9}$$

Dans le cas des hautes températures, on doit prendre en compte le phénomène de déshydratation (perte d'eau chimiquement liée par le squelette solide) en plus du phénomène d'évaporation / condensation. Le taux de perte de masse par déshydratation $\dot{m}_{dehyd}$ est introduit, ce qui donne :

$$\dot{m}_s^r = -\dot{m}_{dehyd} \quad ; \quad \dot{m}_l^r = \dot{m}_{dehyd} - \dot{m}_{vap} \quad ; \quad \dot{m}_l^r = \dot{m}_{vap} \quad ; \quad \dot{m}_a^r = 0 \tag{10}$$

A partir des considérations ci-dessus, il vient respectivement pour les termes source dans l'équation de la chaleur (7) :

$$\sum_{s,l,g} \dot{u}_\pi^r = -H_{vap}\dot{m}_{vap} \quad ; \quad \sum_{s,l,g} \dot{u}_\pi^r = -H_{dehyd}\dot{m}_{dehyd} - H_{vap}\dot{m}_{vap} \tag{11}$$

En sommant l'équation de conservation de masse de l'eau liquide et celle de la vapeur d'eau, le terme $\dot{m}_{vap}$ est éliminé du bilan de masse. Par ailleurs, l'utilisation d'une des deux équations permet de le substituer dans l'équation de la chaleur. Il n'est donc pas nécessaire de déterminer explicitement le taux $\dot{m}_{vap}$. A contrario, une loi d'évolution explicite pour le taux

de déshydratation $\dot{m}_{dehyd}$ est nécessaire. Elle est identifiée à partir d'un essai de perte en masse sous l'effet de la température.

1.2 Relations constitutives

Pour les fluides, les lois d'état reliant les masses volumiques aux pressions et à la température sont introduites. Le liquide est considéré dilatable (dépendant uniquement de la température) alors que pour les constituants gazeux la loi des gaz parfaits est adoptée :

$$\rho_l = \rho_l(T) \quad ; \quad \rho_\pi = \frac{M_\pi}{RT} p_\pi \tag{12}$$

où M_π est la masse molaire du fluide $(\pi = v,a,g)$, p_π sa pression partielle et R la constante des gaz parfaits. Il en découle :

$$\rho_g = \rho_v + \rho_a \quad ; \quad p_g = p_v + p_a \quad ; \quad M_g = M_a + (M_v - M_a)\frac{p_v}{p_g} \tag{13}$$

Par ailleurs, on introduit les lois constitutives pour les termes de flux $\boldsymbol{J}_\pi$ sur la base de la décomposition (8) des vitesses. L'écoulement du liquide et du mélange gazeux dans le réseau poreux est considéré régi par la loi de Darcy (faibles vitesses dans un milieu poreux faiblement perméable) qui relie la vitesse moyenne du fluide $\boldsymbol{v}_{\pi-s}$ $(\pi = l,g)$ au gradient de pression $\boldsymbol{grad}(p_\pi)$. La diffusion de la vapeur d'eau et de l'aire sec dans le mélange gazeux est donnée par la loi de Fick qui relie la vitesse relative de diffusion $\boldsymbol{v}_{\pi-g}$ $(\pi = v,a)$ au gradient $\boldsymbol{grad}(c_\pi) = \boldsymbol{grad}(p_\pi / p_g)$ de la concentration c_π du constituant dans le mélange gazeux. Ainsi, les différents flux s'obtiennent :

$$\begin{aligned} &\pi = l,g \quad : \quad \boldsymbol{J}_{\pi-s} = -K\frac{\rho_\pi k_{r\pi}}{\mu_\pi}\boldsymbol{grad}(p_\pi) \\ &\pi = v,a \quad : \quad \boldsymbol{J}_{\pi-s} = -K\frac{\rho_\pi k_{rg}}{\mu_g}\boldsymbol{grad}(p_g) - D\rho_g\frac{M_a M_v}{M_g^2}\boldsymbol{grad}\left(\frac{p_\pi}{p_g}\right) \end{aligned} \tag{14}$$

où μ_π $(\pi = l,g)$ est la viscosité dynamique, K est la perméabilité géométrique (ou intrinsèque) considérée décrire la connectivité du réseau poreux indépendamment du fluide de remplissage, D le coefficient de diffusion considéré dépendre de la tortuosité du réseau poreux et de sa taille caractéristique par rapport au libre parcours moyen de la molécule du constituant gazeux, $k_{r\pi}$ $(\pi = l,g)$ est la perméabilité relative au liquide / gaz qui dépend du degré de saturation en eau S_l et traduit la disponibilité partielle de la connectivité du réseau poreux à l'écoulement du liquide / gaz dans l'état partiellement saturé (coexistence des deux fluides se partageant l'espace poreux).

Pour le flux de chaleur $\boldsymbol{q}$ la loi de Fourier est classiquement adoptée pour l'ensemble du milieu poreux, dans laquelle la conductivité thermique $\lambda(S_l,T)$ dépend de la saturation et de la température :

$$\pi = l,g \quad : \quad \boldsymbol{q} = -\lambda(S_l,T)\boldsymbol{grad}(T) \tag{15}$$

1.3 Capillarité

Un phénomène majeur à prendre en compte dans les milieux poreux est celui de la capillarité qui donne lieu à des ménisques à l'interface entre le liquide et le gaz dans les pores.
L'existence des ces tensions aux interfaces se traduit par un déséquilibre entre la pression du gaz et celle du liquide qualifié de pression capillaire p_c :

$$p_c = p_g - p_l \tag{16}$$

Par ailleurs, l'équilibre thermodynamique entre la phase liquide et la phase vapeur de l'eau coexistant dans le réseau poreux conduit à une relation (Clausius–Clapeyron) entre leurs pressions respectives. En y substituant la pression capillaire, on aboutit à la relation de Kelvin qui donne cet équilibre en présence de capillarité :

$$p_v = p_{vs} \exp\left(-\frac{M_v}{\rho_l RT} p_c \right) \tag{17}$$

où p_{vs} est la pression de vapeur saturante qui dépend de la température.

1.4 Sorption – Désorption

Du fait du phénomène de capillarité, le milieu poreux ne perd pas la totalité de l'eau disponible dans la porosité lorsqu'il est soumis à une humidité relative $\left(h_r = p_v / p_{vs}\right)$ externe non nulle. Pour une valeur fixée $h_r < 1$ et une température maintenue constante, l'échange hydrique (dessiccation) du milieu poreux (initialement saturé en eau) avec l'environnement extérieur (plus sec) se stabilise dans le temps. On obtient alors une relation d'équilibre dite isotherme de désorption reliant la saturation S_l à l'humidité relative et donc à la pression capillaire par la relation (17) :

$$S_l = S_l\left(p_c, T\right) \tag{18}$$

La ré-humidification du milieu totalement sec par plateaux successifs d'humidité relative permet de construire de façon similaire l'isotherme de sorption.

1.5 Choix des variables

L'analyse des transferts nécessite de résoudre les équations de conservation (6)-(7) exprimées en fonction des variables retenues pour décrire l'état du système. Les relations (12) permettent d'exprimer les masses volumiques en fonction de la température et des pressions. Les relations (13), (16) et (17) montrent que parmi l'ensemble des pressions $\left(p_l, p_v, p_a, p_g, p_c\right)$ seules deux pressions sont des variables indépendantes. Les flux de masse (14) sont explicitement déterminés par la connaissance des pressions inconnues. Ainsi, les inconnues indépendantes du problème se réduisent à l'ensemble $\left(\phi, S_l, p_c, p_g, T, \dot{m}_{vap}\right)$ ou alternativement $\left(\phi, S_l, p_v, p_a, T, \dot{m}_{vap}\right)$. L'introduction de l'isotherme de sorption-désorption (18) permet d'exprimer S_l en fonction des autres variables. En négligeant le terme de

déformation $\left(div\left(\boldsymbol{J}_s\right)\right)$ dans l'équation de conservation de la masse de la phase solide, on obtient une relation locale explicitant l'évolution de la porosité :

$$\frac{\partial \phi}{\partial t} = \frac{1-\phi}{\rho_s}\frac{\partial \rho_s}{\partial t} - \frac{\dot{m}_s^r}{\rho_s} \tag{19}$$

Enfin, en sommant l'équation de conservation de masse de l'eau liquide et celle de la vapeur d'eau, on élimine le terme $\dot{m}_{vap}$ pour obtenir l'équation de conservation de toute l'eau (le second membre est nulle dans le cas de problèmes n'induisant pas de phénomène de déshydratation, cf. Eqs. (9)-(10)) :

$$\frac{\partial m_e}{\partial t} + div\left(\boldsymbol{J}_e\right) = \begin{vmatrix} 0 \\ \dot{m}_{dehyd} \end{vmatrix} \tag{20}$$

Avec la masse m_e et le flux $\boldsymbol{J}_e$ totaux d'eau donnés par :

$$m_e = m_l + m_v \quad ; \quad \boldsymbol{J}_e = \boldsymbol{J}_{l-s} + \boldsymbol{J}_{v-s} \tag{21}$$

Il convient dans ce cas d'utiliser soit l'équation de conservation de la masse de l'eau liquide soit celle de la vapeur d'eau pour substituer le terme $\dot{m}_{vap}$ dans le terme (11) de l'équation de la chaleur (7) pour l'exprimer en fonction des inconnues indépendantes du problème.

Sur la base des considérations ci-dessus, l'ensemble des variables indépendantes du problème de transfert se réduit à $\left(p_c, p_g, T\right)$ ou alternativement à $\left(p_v, p_a, T\right)$ nécessitant trois équations indépendantes : l'équation de conservation de la masse d'eau totale (20), l'équation de conservation de la masse d'air sec (6) pour $\pi = a$ et l'équation de la chaleur (7) avec le terme $\dot{m}_{vap}$ traité comme décrit ci-dessus.

1.6 Conditions aux limites

Les équations précédentes doivent être complétées par des conditions aux limites pour que problème de transfert soit bien posé. Il s'agit de déterminer inconnues, par exemple $\left(p_c, p_g, T\right)$, dans le domaine Ω (représentation le milieu poreux) devant satisfaire les trois équations de conservation ainsi que les conditions aux limites suivantes sur la partie $\Sigma_{\square}$ de la frontière Σ du domaine où la valeur $\left(\overline{p}_c, \overline{p}_g, \overline{T}\right)$ de la variable est imposée :

$$\begin{aligned} &Sur\ \ \Sigma_p: \quad p_\pi = \overline{p}_\pi \\ &Sur\ \ \Sigma_T: \quad T = \overline{T} \end{aligned} \tag{22}$$

et sur la partie complémentaire $\bar{\Sigma}_{\square}$ de la frontière (de normal unitaire sortante $\boldsymbol{n}$) où le flux est connu :

$$\begin{aligned} &Sur\ \ \bar{\Sigma}_p: \quad \begin{vmatrix} -\left(\boldsymbol{J}_{l-s}+\boldsymbol{J}_{v-s}\right)\cdot\boldsymbol{n}=\bar{q}_l+\bar{q}_v-h_g\left(\rho_v-\rho_v^{\infty}\right) \\ -\boldsymbol{J}_{a-s}\cdot\boldsymbol{n}=\bar{q}_a-h_g\left(\rho_a-\rho_a^{\infty}\right) \end{vmatrix} \\ &Sur\ \ \bar{\Sigma}_T: \quad -\left(\boldsymbol{q}-H_{vap}\boldsymbol{J}_{l-s}\right)\cdot\boldsymbol{n}=\bar{q}_T-h_T\left(T-T_{\infty}\right)-\varepsilon\sigma\left(T^4-T_{\infty}^4\right) \end{aligned} \tag{23}$$

avec $\bar{q}_{\square}$ sont les valeurs imposées des flux, h_g / h_T le coefficient d'échange de masse / chaleur par convection, $\left(\rho_v^{\infty},\rho_a^{\infty},T_{\infty}\right)$ les valeurs considérées (masses volumiques et température) dans l'échange convectif pour le milieu environnant, (ε,σ) l'émissivité et la constante de Boltzmann pour l'échange radiatif.

1.7 Modélisation par éléments finis

L'écriture de la forme faible du problème aux limites présenté précédemment puis l'introduction de la discrétisation spatio-temporelle de type □-method (avec $0\le\theta\le1$) permet d'aboutir au modèle élément fini pour la résolution du problème discret de transfert à l'instant $t+\Delta t$ (référencé $n+1$) à partir de l'instant t (référencé n) :

$$\begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{K}}_{cc} & \tilde{\mathbf{K}}_{cg} & \tilde{\mathbf{K}}_{cT} \\ \tilde{\mathbf{K}}_{gc} & \tilde{\mathbf{K}}_{gg} & \tilde{\mathbf{K}}_{gT} \\ \tilde{\mathbf{K}}_{Tc} & \tilde{\mathbf{K}}_{Tg} & \tilde{\mathbf{K}}_{TT} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \Delta\mathbf{p}_c^{n+1} \\ \Delta\mathbf{p}_g^{n+1} \\ \Delta\mathbf{T}^{n+1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{f}_c^{n+\theta} \\ \mathbf{f}_g^{n+\theta} \\ \mathbf{f}_T^{n+\theta} \end{pmatrix} - \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{cc} & \mathbf{K}_{cg} & \mathbf{K}_{cT} \\ \mathbf{K}_{gc} & \mathbf{K}_{gg} & \mathbf{K}_{gT} \\ \mathbf{K}_{Tc} & \mathbf{K}_{Tg} & \mathbf{K}_{TT} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{p}_c^{n} \\ \mathbf{p}_g^{n} \\ \mathbf{T}^{n} \end{pmatrix} \tag{24}$$

où $\tilde{\mathbf{K}}_{\square\square}=\Delta t^{-1}\mathbf{C}_{\square\square}+\theta\mathbf{K}_{\square\square}$, Δt est le pas de temps, $\mathbf{C}_{\square\square}$ et $\mathbf{K}_{\square\square}$ sont respectivement les matrices de capacité et de conductivité thermo-hydriques issues de la discrétisation spatio-temporelle. Le système algébrique (24) traduit la nature multi-physique et couplée du problème. Il se compose de trois sous-systèmes correspondant, respectivement, aux formes discrètes de l'équation de conservation de la masse totale d'eau, de celle de l'air sec et de l'équation de la chaleur. Les sous-vecteurs $\mathbf{f}_{\square}^{n+\theta}$ découlent de la discrétisation des conditions aux limites (23) évaluées à l'instant $t+\theta\Delta t$.

La nature non-linéaire du problème requiert un algorithme itératif de résolution. Pour pouvoir analyser des problèmes de grande taille, une procédure de résolution à deux niveaux imbriqués d'itérations est développée. A chaque instant $t+\Delta t$, un premier niveau d'itérations dites globales (référencées par j) consiste à résoudre de façon chaînée (un sous-système à la fois) les trois sous-systèmes de l'équation (24) pour les variables $\Delta\mathbf{p}_c^{n+1}$, $\Delta\mathbf{p}_g^{n+1}$ et $\Delta\mathbf{T}^{n+1}$, notées de façon générique $\Delta\mathbf{x}_{\alpha}^{n+1}$ avec $\alpha=c,g,T$ respectivement. A l'itération globale $j+1$, la résolution de chaque sous-système pour une variable inconnue $\Delta\mathbf{x}_{\alpha}^{n+1,j+1}$ se fait en fixant les deux autres variables à leurs valeurs connues à l'itération j : $\Delta\mathbf{x}_{\beta}^{n+1,j}$ et $\Delta\mathbf{x}_{\gamma}^{n+1,j}$ avec $\beta\neq\alpha$, $\beta\neq\gamma$ et $\gamma\neq\alpha$. La résolution de chaque sous-système pour la variable associée $\Delta\mathbf{x}_{\alpha}^{n+1,j+1}$ est effectuée avec un schéma itératif (itérations locales) de type quasi-Newton. A chaque

itération locale $k+1$, l'opérateur $\tilde{\mathbf{K}}_{\alpha\alpha}^{n}$ reste fixé à sa valeur à l'instant précédent t (évalué à partir des valeurs convergées des variable à cet instant) et le second membre fait intervenir la somme des résidus issus des k itérations précédentes. Ainsi, la variable $\Delta\mathbf{x}_{\alpha}^{n+1,j+1,k+1}$ est la solution du sous-système :

$$\tilde{\mathbf{K}}_{\alpha\alpha}^{n}\Delta\mathbf{p}_{\alpha}^{n+1,j+1,k+1}=\mathbf{Y}_{\alpha}^{n+\theta,j+1,k} \tag{25}$$

avec :

$$\begin{aligned}\mathbf{Y}_{\alpha}^{n+\theta,j+1,k}=&\mathbf{f}_{\alpha}^{n+\theta}+\left(\tilde{\mathbf{K}}_{\alpha\alpha}^{n}-\tilde{\mathbf{K}}_{\alpha\alpha}^{n+\theta,j+1,k}\right)\Delta\mathbf{x}_{\alpha}^{n+1,j+1,k}-\mathbf{K}_{\alpha\alpha}^{n+\theta,j+1,k}\mathbf{x}_{\alpha}^{n}\\&-\tilde{\mathbf{K}}_{\alpha\beta}^{n+\theta,j+1,k}\Delta\mathbf{x}_{\beta}^{n+1,j}-\mathbf{K}_{\alpha\beta}^{n+\theta,j+1,k}\mathbf{x}_{\beta}^{n}-\tilde{\mathbf{K}}_{\alpha\gamma}^{n+\theta,j+1,k}\Delta\mathbf{x}_{\gamma}^{n+1,j}-\mathbf{K}_{\alpha\gamma}^{n+\theta,j+1,k}\mathbf{x}_{\gamma}^{n}\end{aligned} \tag{26}$$

2. MODELISATION A DEUX ECHELLES

Cette approche de modélisation cible les problématiques où la nature hétérogène du béton (nature et distribution des granulats, ajout de fibres…) joue un rôle majeur dans l'étude de son comportement. Les transferts peuvent être considérés ayant lieu essentiellement dans la matrice cimentaire nécessitant une modélisation THM. Les inclusions granulaires peuvent être décrites par une modélisation mécanique / thermomécanique. La figure 2 donne une représentation schématique du milieu poreux en présence d'inclusions. Le modèle THM présenté précédemment s'applique au sous-domaine Ω^m, les inclusions correspondant au sous-domaine Ω^i. Aux interfaces matrice-inclusions Σ^{m-i} des conditions doivent être introduites

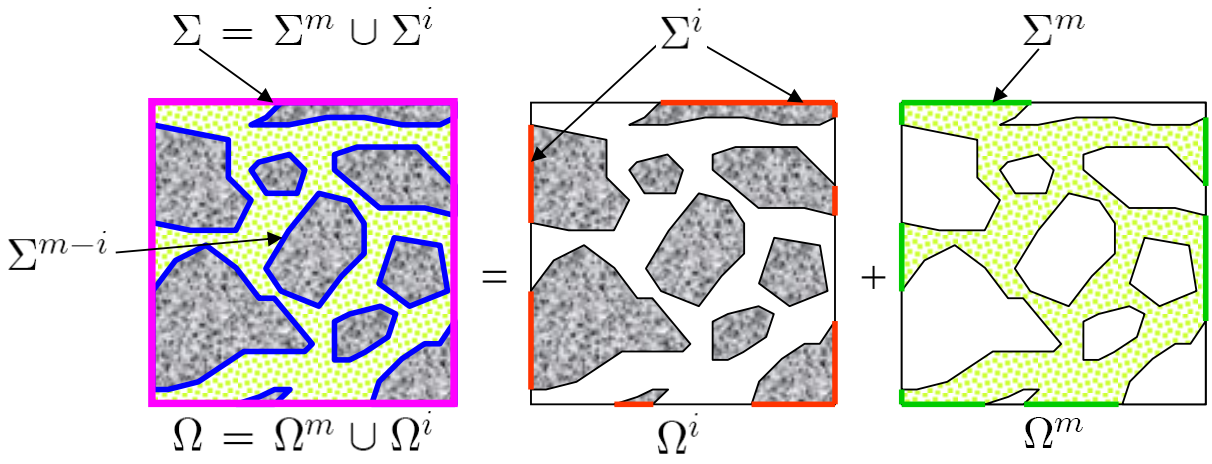


Figure 2. Représentation schématique d'un béton : matrice poreuse + inclusions

Dans ce cas, le système à résoudre devient :

$$\begin{bmatrix} \tilde{\mathbf{K}}_{cc} & \tilde{\mathbf{K}}_{cg} & \tilde{\mathbf{K}}_{cT} & \mathbf{0} \\ \tilde{\mathbf{K}}_{gc} & \tilde{\mathbf{K}}_{gg} & \tilde{\mathbf{K}}_{gT} & \mathbf{0} \\ \tilde{\mathbf{K}}_{Tc}^{(m)} & \tilde{\mathbf{K}}_{Tg}^{(m)} & \tilde{\mathbf{K}}_{TT}^{(m)} & \tilde{\mathbf{K}}_{TT}^{(m-i)} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \tilde{\mathbf{K}}_{TT}^{(i-m)} & \tilde{\mathbf{K}}_{TT}^{(i)} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \Delta\mathbf{p}_c^{n+1} \\ \Delta\mathbf{p}_g^{n+1} \\ \Delta\mathbf{T}_{(m)}^{n+1} \\ \Delta\mathbf{T}_{(i)}^{n+1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \mathbf{f}_c^{n+\theta} \\ \mathbf{f}_g^{n+\theta} \\ \mathbf{f}_{T(m)}^{n+\theta} \\ \mathbf{f}_{T(i)}^{n+\theta} \end{pmatrix} - \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{cc} & \mathbf{K}_{cg} & \mathbf{K}_{cT} & \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{gc} & \mathbf{K}_{gg} & \mathbf{K}_{gT} & \mathbf{0} \\ \mathbf{K}_{Tc}^{(m)} & \mathbf{K}_{Tg}^{(m)} & \mathbf{K}_{TT}^{(m)} & \mathbf{K}_{TT}^{(m-i)} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{K}_{TT}^{(i-m)} & \mathbf{K}_{TT}^{(i)} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \mathbf{p}_c^n \\ \mathbf{p}_g^n \\ \mathbf{T}_{(m)}^n \\ \mathbf{T}_{(i)}^n \end{pmatrix} \quad (27)$$

où les indices (m) et (i) sont introduits pour distinguer le champ de température dans la matrice poreuse de celui dans les inclusions.

3. COMPORTEMENT MECANIQUE

Une approche poro-mécanique est adoptée pour la matrice permettant de relier la contrainte apparente $\boldsymbol{\sigma}$ à la contrainte effective (au sens de la poro-mécanique) $\boldsymbol{\sigma}'$ et à la pression de pore p_s :

$$\boldsymbol{\sigma} = \boldsymbol{\sigma}' - bp_s\boldsymbol{\delta} \quad (28)$$

où b est le coefficient de Biot et $\boldsymbol{\delta}$ est le tenseur unité du second ordre.

Dans le cas partiellement saturé en eau, la pression de pore s'obtient à partir des pressions des phases occupant l'espace poreux, i.e., l'eau liquide et le mélange gazeux, et agissant sur les parois du squelette solide :

$$p_s = \chi_l p_l + (1-\chi_l)\, p_g \quad (29)$$

avec χ_l étant le coefficient de Bishop qui donne les fractions de surface de contact entre le solide et les fluides. Il peut être relié au degré de saturation S_l, donnant les fractions volumiques des fluides. Dans le cas d'une relation de proportionnalité de pente α_{ds}, la relation (29) devient :

$$p_s = p_g - \alpha_{ds} S_l p_c \quad (30)$$

Le coefficient α_{ds} est un paramètre du modèle qui peut être identifié à partir d'un essai de retrait de dessiccation. En outre, la loi de Kelvin (17) montre que $p_c \to \infty$ lorsque le milieu devient totalement sec ($S_l \to 0$), exigeant que le terme $S_l p_c \to 0$ lorsque $S_l \to 0$. Cette contrainte est à considérer lors de l'identification expérimentale de la relation (18).

Il en découle que pour des problèmes de dessiccation à température ambiante, les effets de la capillarité sont dominants : $p_g \approx p_{atm}$ □ $\alpha_{ds} S_l p_c$. La pression de pore est une succion à l'origine du retrait du matériau.

Pour des problèmes de hautes températures, le terme de succion tend rapidement vers zéro et la pression de pore se confond avec la pression de gaz ($p_s \approx p_g$) qui augmente considérablement du fait de l'évaporation. A contrario, des phénomènes de condensation peuvent conduire à une saturation localisée des pores ($S_l = 1$) : effet bouchon. Du fait du confinement de l'eau liquide qui sature les pores et sa dilatation thermique, la pression du liquide devient positive et constitue l'intégralité de la pression de pore ($p_s = p_l$). Dans les deux cas, la pression de pore tend à générer des contraintes de traction à l'origine de l'endommagement du squelette solide. La cadre de modélisation THM présenté ici se limite au cas partiellement saturé. L'évaluation de la contribution relative de chacune des pressions à l'endommagement nécessite un modèle THM permettant de gérer l'émergence / l'effacement d'une physique (milieu partiellement saturé <--> milieu saturé) dans un sous-domaine évolutif.

Par ailleurs, la contrainte effective $\boldsymbol{\sigma}'$ est reliée aux déformations du milieu poreux. Un modèle de type endommagement peut également être utilisé, permettant de relier $\boldsymbol{\sigma}'$ à la contrainte effective au sens de l'endommagement $\hat{\boldsymbol{\sigma}}$:

$$\boldsymbol{\sigma}' = (1-\omega)\hat{\boldsymbol{\sigma}} \tag{31}$$

Dans les problèmes couplés, la variable d'endommagement ω peut regrouper des endommagements ω_i de différentes origines : thermique, chimique, mécanique… :

$$\omega = 1 - \prod_i (1-\omega_i) \tag{32}$$

La contrainte effective au sens de l'endommagent peut-être exprimée en fonction de la déformation élastique $\boldsymbol{\varepsilon}_e$ du milieu poreux et de son tenseur de raideur $\mathbf{E}$:

$$\hat{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{E} : \boldsymbol{\varepsilon}_e = \mathbf{E} : \left(\boldsymbol{\varepsilon} - \sum_i \boldsymbol{\varepsilon}_i \right) \tag{33}$$

Les déformations $\boldsymbol{\varepsilon}_i$ sont les composantes dites libres de la déformation totale du milieu $\boldsymbol{\varepsilon}$. Ces composantes additives (hypothèse généralement adoptée pour les matériaux cimentaires) nécessitent des lois constitutives qui décrivent leurs occurrences. Leurs natures et leurs nombres dépendent du problème abordé. Parmi ces composantes, on retrouve la déformation de fissuration, la déformation thermique libre, les déformations associées à différents type de retraits, fluages (propre, dessiccation, thermique transitoire), gonflement…

4. CONCLUSION

Un cadre de modélisation multi-physique et multi-échelle des couplages THM dans les matériaux cimentaires est présenté. Il permet de focaliser sur des problématiques liées à l'étude des transferts ainsi que sur l'analyse des dégradations mécaniques sous des sollicitations THM couplées.

Des applications de cette modélisation seront abordées lors de la présentation orale pour en illustrer l'apport dans l'analyse du comportement du béton sous des sollicitations THM.

Références bibliographiques

[1]H. Sabeur, F. Meftah, Dehydration creep of concrete at high temperatures, Materials and Structures, 41(1), 17-30, 2008.

[2]H. Sabeur, F. Meftah, H. Colina, G. Plateret, Correlation between transient creep of concrete and its dehydration, Magazine of Concrete Research, 60(3), 157-163, 2008.

[3]F. Meftah, S. Dal Pont, Staggered finite volume modeling of transport phenomena in porous materials with convective boundary conditions, Transport in Porous Media, 82(2), 275-298, 2010.

[4]S. Dal Pont, F. Meftah, B.A. Schrefler, Modeling concrete under severe conditions as a multiphase material, Nuclear Engineering and Design, 241(3), 562-572, 2011.

[5]M.T. Phan, F. Meftah, S. Rigobert, P. Autuori, C. Lenglet, S. Dal Pont. A finite element modeling of thermo-hydro-mechanical behavior and numerical simulations of progressing spalling front, Procedia Engineering, 10, 3128-3133, 2011.

[6]F. Meftah, S. Dal Pont, B.A. Schrefler, A three-dimensional staggered finite element approach for random parametric modeling of thermo-hygral coupled phenomena in porous media, Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech. 36, 574–596, 2012.

[7]P. Pimienta and F. Meftah (Eds.), Concrete Spalling due to Fire Exposure: Proceedings of the 3rd International Workshop, Paris, France, September 25-27, 2013, ISBN: 978-2-7598-1074-1.

Prédiction du module d'Young de la roche à partir du modèle trisphère modifié. Application au contexte tunisien.

Taoufik Achour[1], Rim Achour[2]

1 : Université de Tunis El Manar, Laboratoire de Génie Civil, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis.
2 : Bureau Ingénierie Jacobs, Paris, France.
E-mail du premier auteur: achour_taoufik@yahoo.fr

Résumé

Souvent le recours à des essais usuels de mesure de l'aptitude à la déformation sous contrainte pour caractériser le module d'Young de la roche mère soulève de multiples réserves sur les résultats obtenus. L'hétérogénéité du gisement dont elle est issue et la non-conformité des essais aux normes en vigueur présentent généralement les causes les plus probables. Plusieurs formules et modèles ont été proposés pour contourner ces types d'essais. Le modèle trisphère modifié figure parmi ces modèles. Il permet en démarche inverse de prédire le module d'Young de granulat (ou de la roche) à partir de la connaissance du module d'Young d'un béton au squelette granulaire issues de cette roche et du module d'Young de sa phase liante (la pâte de ciment). Les modules de ces derniers sont déduits à partir de la mesure expérimentale de leurs résistances à la compression. Une variété de mélanges de bétons, réalisés avec des granulats (sable et gravillon) provenant de la même roche mais issus de quatre gisements différents de Aïn Tebournouk, de Nahli, de El Haoureb et de Jbel Ressas, a été testée mécaniquement en compression. Le traitement des données a permis de retrouver le module d'Young de chaque granulat. Les résultats trouvés sont cohérents dans leur distribution avec les propriétés mécaniques mesurées sur les matériaux (coefficient Los Angeles LA par exemple), ce qui confirme la pertinence de ce modèle pour les bétons calcaires.

Mots clés : *Module d'Young, compression, roche, granulats, bétons calcaires, modèles LCPC.*

1. INTRODUCTION

Plusieurs chercheurs se sont intéressés à la caractérisation du module d'Young de la roche mère. La plupart des formules proposées permettent de déterminer cette propriété à partir de la relation ou "loi de comportement" qui relie la contrainte à la déformation. Elle correspond ainsi au rapport de la contrainte à la compression σc appliquée sur le matériau à sa déformation longitudinale relative ε. Son expression est donnée par la relation suivante :

$$E = \frac{\sigma c}{\varepsilon} \quad (1)$$

ε est sans dimension. Son expression est donnée par :

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad (2)$$

où L est la longueur de la base de mesure et ΔL le raccourcissement mesuré sur cette base.
Toutefois le recours aux essais usuels pour caractériser cette propriété mécanique de la roche mère donne souvent des mesures très dispersées, voire fortement contrastées en raison de l'hétérogénéité du gisement, et par suite de la non-représentativité de l'échantillon en question, et aussi de la non-conformité lors de la réalisation des essais à la norme en vigueur. Ainsi plusieurs chercheurs ont voulu contourner ce type des essais moyennant certaines relations expérimentales permettant de définir le module d'Young de la roche mère à partir par exemple des propriétés de ses fractions, les granulats, et de la mesure expérimentale de certaines propriétés mécaniques effectuées sur la roche elle même ou sur des mélanges dont la structures granulaire est celle provenant de la roche mère. Celles qui sont les plus couramment utilisées sont celles qui relient la résistance à la compression fc au module sécant E. Elles sont généralement des lois de puissance. Pour les bétons par exemple le règlement français du béton armé BAEL [1] propose la relation suivante :

$$E = 11000\ fc^{1/3} \quad (3)$$

Toutefois cette relation sous-estime souvent le module réel du béton, surtout pour des bétons à hautes performances.
de Larrard F. [5] propose dans ses travaux un modèle plus élaboré qui repose sur un calcul d'homogénéisation (modèle trisphère [2], [3]). Le module d'Young du béton est déduit de celui des deux phases présentes dans le composite et de la structure granulaire du mélange, décrite par les compacités g et g*. Ce modèle a l'avantage ainsi de faire intervenir les propriétés d'élasticité des constituants (module d'Young du granulat, module d'Young de la pâte de ciment, etc.). La relation s'écrit :

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

où E_g et E_m sont respectivement les modules d'Young du granulat et de la matrice. E_m est déduit de la résistance à la compression du composite, selon la relation suivante [4] :

$$E_m = 226\ fc \quad (5)$$

Rappelons que g est la compacité réelle du squelette granulaire et g* sa compacité maximale (qui peut être calculée avec le modèle d'empilement compressible MEC pour un indice de serrage K=9 [4]).
Pour calculer E, il faut connaître au préalable le module d'Young E_g du granulat ou de la roche. Si celui-ci n'est pas mesuré directement sur la roche mère, on peut alors l'estimer avec une bonne précision en réalisant des bétons dont on mesure E et fc. Les relations 4 et 5 permettent alors de trouver E_g. C'est cette approche qui a été adoptée pour la suite pour l'ensemble des échantillons testés. Elle a permis en outre de comparer E_g à la résistance des roches mères. Par ailleurs, d'après la relation 4, on peut vérifier que c'est bien les granulats les plus rigides qui donnent les bétons les plus rigides, si tous les paramètres de la formule restent constants par ailleurs (E_m, g, et g*).

2. CAMPAGNE EXPÉRIMENTALE

Comme citée ci-dessous les granulats des roches testées dans cette communication sont celles provenant des gisements de Aïn Tebournouk, de Nahli, de El Haoureb et de Jbel Ressas. Leurs coupures d/D (un sable S, un gravillon intermédiaire G_1 et un plus gros gravillon G_2), leurs propriétés physiques et mécaniques ont été déjà présentées dans un article antérieur [5]. Le tableau 1 rappelle certaines de ces données. Il présente l'origine géologique, les fractions granulaires, les masses volumiques réelles MVR et les valeurs du coefficient LA des granulats d'étude. Il est complété par la résistance à la compression de la roche mère fc_g.

Tableau 1. Origine, fractions granulaires et propriétés physiques et mécaniques des matériaux

	Aïn Tebournouk				Nahli				El Haoureb				Jbel Ressas			
	d/D (mm)	MVR (t/m^3)	LA	fc_g (MPa)	d/D (mm)	MVR (t/m^3)	LA	fc_g (MPa)	d/D (mm)	MVR (t/m^3)	LA	fc_g (MPa)	d/D (mm)	MVR (t/m^3)	LA	fc_g (MPa)
S	0/4	2,63			0/3,15	2,55			0/4	2,76			0/4	2,67		
G_1	2/6,3	2,63	24	130	10/20	2,531	30	108	5/12,5	2,746	20	170	5/12,5	2,66	22	155
G_2	6,3/16	2,62			12,5/25	2,562			12,5/20	2,78			12,5/20	2,68		

Pour les mélanges hydrauliques (micro bétons et bétons) réalisés dans le cadre de cette étude, chacun est confectionné avec des granulats (sable et gravillon) issus de la même roche mère. Les mesures des modules d'Young des différents mélanges (mortiers, micro bétons et bétons), pour chaque type de gisement et aux échéances de 1, 3, 7, 14, 28, 90, 180 et 365 jours, ont été effectuées selon l'essai d'extensométrie en compression [3]. L'essai est réalisé après surfaçage soigné et disposition rigoureuse de l'extensomètre dans la zone centrale de chaque

éprouvette. Trois cycles de « chargement-déchargement » jusqu'au tiers de la charge de rupture, déterminée auparavant par un essai de compression sur une éprouvette du même mélange, ont été réalisées. Les résultats de mesures expérimentales des modules d'Young de chaque mélange E_{exp} ainsi que leurs résistances à la compression correspondantes fc sont portés dans le tableau 2. Les paramètres g et g* propres à chaque mélange complètent ce dernier. Notons enfin que les formules des mélanges réalisés sont déjà présentées dans [5].

Tableau 2. Résistance à la compression des mélanges, compacités, modules d'Young des mélanges et modules d'Young des granulats

Granulat		Aïn Tebournouk						Nahli						El Haoureb						Jbel Ressas					
Age (j)		fc	G	g*	E_{exp}	E_{calc}	E_g	fc	g	g*	E_{exp}	E_{calc}	E_g	fc	g	g*	E_{exp}	E_{calc}	E_g	fc	g	g*	E_{exp}	E_{calc}	E_g
		MPa			GPa			MPa			GPa			MPa			GPa			MPa			GPa		
1	Mortier	10,9	0,427	0,701	9,9	8	62	6,16	0,354	0,689	3,4	3,9	59	12,90	0,475	0,652	14,8	12,7	76	15,23	0,494	0,673	11	13,9	64
3		16			15,8	10,8		9,5			6	5,7		22,27			16	18,2		21,21			17	17,1	
7		22			16,7	13,6		13,9			9	7,8		25,40			19,2	19,8		30,20			19	20,9	
14		24			18	14,4		14			9,5	7,8		27,00			21,6	20,5		34,00			21	22,3	
28		29,6			20	16,6		15,6			10	8,5		30,80			22,8	22,1		38,20			25,5	23,7	
90		33			20,1	17,9		17,6			13	9,4		32,89			24,5	22,9		39,00			26,5	24	
180		36			22,2	18,9		20,8			14	10,7		36,12			28,2	24,2		39,50			29	24,1	
365		41			24	20,5		23,2			15	11,6		41,50			30	26		44,50			31	25,7	
1	Micro béton	8,4	0,57	0,684	6,6	12,9		3,19	0,577	0,736	3,4	5,1		6,80	0,627	0,695	10	17,4		6,14	0,628	0,709	12	14,1	
3		13,5			12	17,1		5,05			7	7,5		14,80			20	25,9		11,76			20,1	20,2	
7		19,01			15,6	20,4		6,84			8,8	9,4		19,84			25,7	29,2		14,05			21,8	22	
14		22			18	21,9		7,4			9,2	10		22,00			29	30,4		18,00			24	24,5	
28		26			20,5	23,6		8,22			12,4	10,8		24,25			31,4	31,5		19,01			24,4	25	
90		28,6			30,3	24,6		11,5			12,8	13,6		29,00			32,1	33,5		22,00			27,2	26,5	
180		29			32	24,7		12,27			14,1	14,2		31,50			39	34,5		23,00			27,5	27	
365		34			34	26,4		13,7			14,5	15,2		36,60			39,5	36,2		33,00			30,7	30,7	
1	Béton	4,69	0,616	0,726	10,6	9,6		1,55	0,611	0,765	2	2,9		7,77	0,64	0,728	10,4	17		10,47	0,671	0,752	18	20,5	
3		8,51			12,4	14,4		3,6			7	6,1		15,29			17,4	24,9		15,85			24	25	
7		11,5			14	17,2		4,74			10	7,6		21,66			28,7	29,2		19,62			26,9	27,3	
14		13			16	18,4		5,5			11,5	8,6		22,50			30,4	29,6		22,00			28,6	28,5	
28		16			18,2	20,5		6,58			13,5	9,8		24,78			31,4	30,8		25,60			30,1	30,1	
90		18,1			21,5	21,8		8,44			13,8	11,8		29,80			32,4	33,2		28,02			31	31,1	
180		18, 2			25,2	21,9		9,24			14,1	12,5		30,63			34	33,5		31,87			34	32,5	
365		24			27	24,8		10,5			14,6	13,7		36,70			35,8	35,8		37,90			34,2	34,4	

Le traitement de la montée du module expérimentale E_{exp} dans le temps en fonction du type de granulat pour chaque nature de mélange réalisé est étudié. Les résultats obtenus sont reportés sur les graphiques de la figure 1. Ils permettent de tirer les interprétations suivantes :

- Les modules d'Young E_{exp} les plus élevés sont atteints avec les mélanges de El Haoureb et de Jbel Ressas et, à un degré un peu moindre, avec ceux de Aïn Tebournouk. Les modules les plus faibles sont ceux des mélanges de Nahli. Les deux premiers granulats sont issus des deux roches mères les plus résistantes (les valeurs de fc_g correspondantes sont de l'ordre de 160MPa, tab.1), ceux de Nahli de la roche mère la moins résistante (la valeur de fc_g est inférieure à 110MPa, tab.1). Ce résultat paraît « logique », même s'il n'y a pas de relation directe entre la résistance à la compression et le module d'Young des granulats (et des bétons, voir ci-avant).

– Les modules E_{exp} augmentent rapidement entre 1 jour et 28 jours. Ensuite, l'augmentation est marginale.

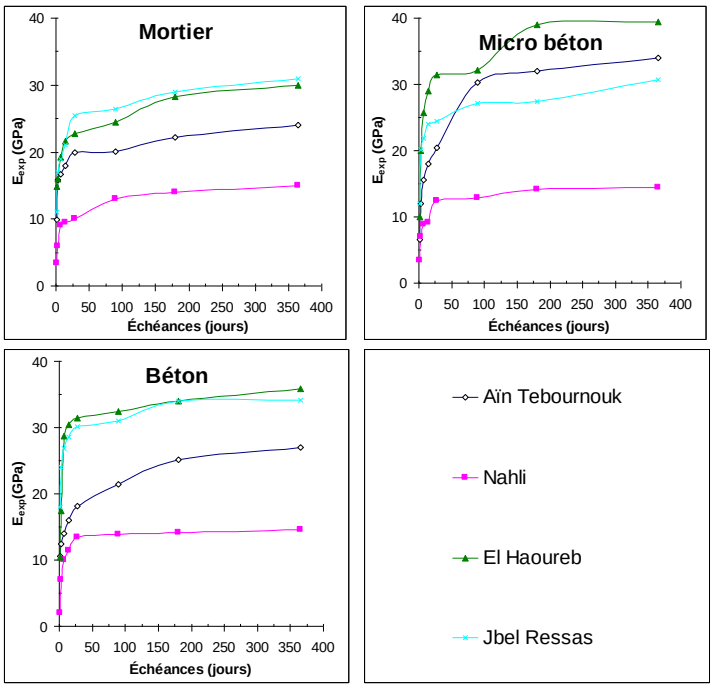
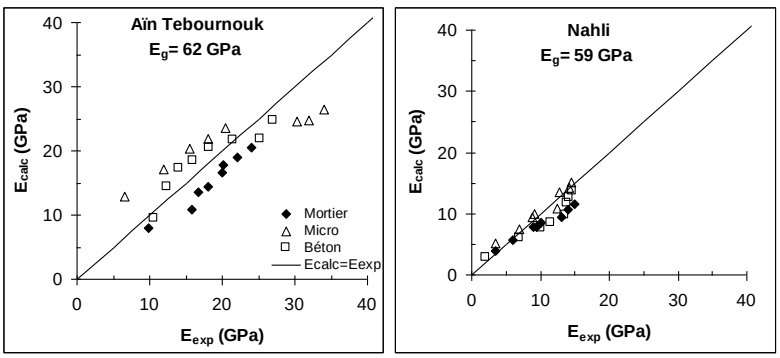


Figure 1. Évolution du module d'Young expérimental E_{exp} dans le temps

– Les modules d'Young des mortiers sont souvent inférieurs à ceux des micro bétons et des bétons, malgré des résistances en compression toujours supérieures (tab.2). Ce résultat peut paraître contradictoire en première analyse. Cependant, il s'explique simplement par le fait que les volumes granulaires (g) des micro bétons et bétons étudiés sont supérieurs à ceux des mortiers et par le fait que les modules d'Young des granulats utilisés sont supérieurs à ceux des pâtes de ciment utilisés pour confectionner ces bétons et mortiers.

3. DÉTERMINATION DU MODULE DU GRANULAT (OU DE LA ROCHE)

Les modules d'Young des granulats E_g sont déduits par itérations successives, à partir des relations 4 et 5, de façon à minimiser les écarts entre les modules expérimentaux (E_{exp}) et les modules calculés (E_{calc}). Les valeurs correspondantes de E_{calc} complètent le tableau 2. On constate graphiquement sur la figure 2 que la dispersion des résultats est faible et que les couples (E_{exp}, E_{calc}) peuvent être ajustés selon la droite linéaire (y=x), ce qui valide la démarche adoptée. Au demeurant, les modules des granulats sont cohérents dans leur distribution avec les résistances mécaniques des matériaux (coefficient LA par exemple). Le classement des sources de granulats, selon le module d'Young, est ainsi le même que s'il est fait selon la résistance à la compression de la roche mère (ou inversement selon LA, tab.1) (Nahli < Aïn Tebournouk < Jbel Ressas < El Haoureb), ce qui montre la pertinence du modèle proposé [3].



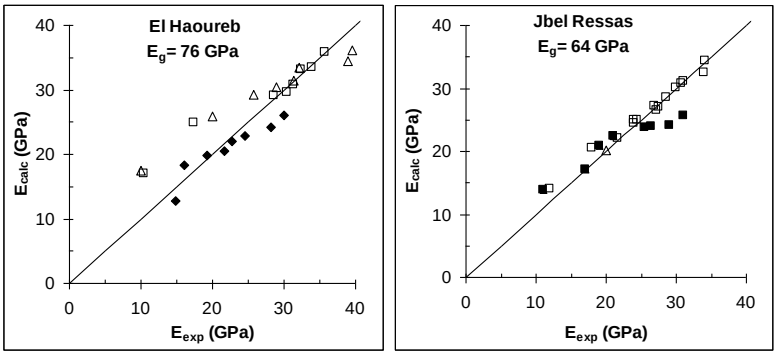


Figure 2. Comparaison des modules mesurés et des modules calculés pour les mélanges.

4. CONCLUSION

Les résultats de module d'Young obtenus pour chaque type de granulat à partir du modèle trisphère modifié [3] sont bien cohérents avec la résistance à la compression de leur roche mère correspondante. Ils sont du même ordre de grandeur que ceux fréquemment retenus pour le module d'Young de la roche mère, ce qui traduit bien la pertinence du modèle. Ainsi et en absence de mesure directe de module d'Young effectuée sur la roche mère, ce modèle peut constituer un bon outil pour prédire ce dernier et ce juste à partir de la connaissance du module d'Young d'un béton au squelette granulaire issues de cette roche et du module de sa phase liante.

Références bibliographiques

[1] Mougin J.P., 2000, Règles de BAEL 91 révisé 99, Editions Eyrolles.

[2] de Larrard F., Le Roy R., 1992, Relations entre formulation et quelques propriétés mécaniques des bétons à hautes performances, Materials and Structures, RILEM, Vol.25, pp.464-475.

[3] Le Roy R., 1996, Déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances, Études et Recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Septembre, 350p.

[4] de Larrard F., 1999, Concrete Mixture Proportioning. A Scientific Approach, Modern Concrete Technology, 9, S. Mindess & A. Bentur, editors E & FN Spon, London.

[5] Achour T., Lecomte A., Ben Ouezdou M., Mensi R. et Joudi I., 2008, Contribution des fillers calcaires à l'adhérence pâte-granulat. Exemples tunisiens, Materials and Structures, 41:815–830, DOI 10.1617/s11527-007-9287-0, no.9287, pp. 815-830.

Optimisation des caractéristiques d'un mortier de terre par stabilisation avec des liants et par renforcement avec des fibres végétales

Houcem Naili [1], Ahmed Jelidi[1, 2], Oualid Limam[1]
1 : Laboratoire de Génie Civil (LGC) BP 37, Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, Université Tunis El Manar, Tunisie.
2 : Ecole Nationale d'Architecture et d'Urbanisme, Université de Carthage, Tunisie.
E-mail du premier auteur: houcem.naili@gmail.com

Résumé

L'élaboration d'un mortier à base de terre crue nous a donnée, dans une précédente étude [1], un matériau de résistance à la compression suffisante (3,2 MPa) mais avec un retrait trop élevé (110 mm / m). Pour diminuer ce retrait nous avons procédé à une modification granulaire de la terre utilisée en lui ajoutant une certaine quantité de sable siliceux. Pour le mélange (60% Terre + 40% Sable) le retrait a été réduit à (40 mm / m) mais il a été accompagné par une chute de résistance atteignant 1,3 MPa. Ce résultat n'est pas satisfaisant car le retrait doit être inférieur à 10 mm / m et la résistance à la compression de l'ordre de 3 MPa. Nous nous sommes donc fixés comme objectif d'optimiser les caractéristiques de la résistance, de la porosité et du retrait du mortier de terre crue, par stabilisation et par renforcement de la matrice, en étudiant respectivement l'influence de l'ajout de différents types de liants (ciment hydraulique artificiel, chaux naturelle aérienne, chaux naturelle hydraulique) ainsi que l'effet de l'incorporation de fibres végétales de jonc traité, objet de la présente étude.

Mots clés : *Mortier, Terre, Adobe, Liant, Ciment, Chaux, Fibres, Jonc, Compression, Retrait, Porosité.*

1. INTRODUCTION

Dans le cadre du développement durable et de l'économie d'énergie dans le domaine de la construction **[2]**, la recherche sur le thème de l'éco-construction et sur les matériaux écologiques est actuellement à l'ordre du jour. Dans ce contexte nous nous sommes intéressés au mode de construction en terre qui est devenue l'une des alternatives écologiques et durables permettant d'économiser de l'énergie et de préserver l'environnement **[3]**. Parmi les différents modes de construction en terre nous avons choisi d'étudier le cas de l'adobe traditionnel qui peut être qualifié selon les cas de béton ou de mortier de terre. Cependant comme d'autres techniques de construction en terre, l'adobe soulève certains problèmes d'utilisation en raison de sa fragilité et de sa variation dimensionnelle caractérisée par un retrait important en cours de séchage. Notre objectif est donc de formuler un mortier de terre permettant la confection de blocs de terre crue (adobe), destinés pour la construction des ouvrages tels que les murs, les voûtes et les coupoles. Ces blocs de terre doivent avoir une résistance à la compression de l'ordre de 3 MPa et une stabilité dimensionnelle ne provoquant pas de retrait supérieur à 10 mm / m afin d'éviter l'apparition de fissures.

2. METHODOLGIE, ESSAIS EXPERIMENTAUX ET MATERIAUX UTILISES

2.1. Méthodologie

Pour la résolution de la problématique de la fragilité et de l'important retrait du mortier de terre crue, nous avons appliqué deux approches, l'une mono factorielle et l'autre multi factorielle comme expliquées ci-après.

2.1.1. Approche mono factorielle

Cette approche consiste à appliquer de manière séparée l'une des trois méthodes suivantes :

a) La modification du squelette granulaire par l'ajout d'un sable siliceux correcteur : Cette méthode que nous avons déjà appliqué dans une précédente étude **[1]**, fait suite au décalage constaté de la courbe granulométrique de la terre utilisée par rapport au fuseau

granulométrique relatif aux adobes et aux terres coulées **[4]** et pour lequel une modification granulaire par l'ajout d'un sable siliceux correcteur est indispensable.

b) La stabilisation avec des liants minéraux : Cette méthode consiste à ajouter au mortier de terre brute, un liant minéral dans le but de le stabiliser en agissant sur les liaisons inter-granulaires de la matrice. Les liants utilisés sont le ciment portland artificiel (CEM I 42.5), la chaux naturelle aérienne vive (CL90-Q), la chaux naturelle aérienne éteinte (CL90-S) et la chaux naturelle hydraulique (NHL 3.5).

c) Le renforcement avec des fibres végétales de jonc traité : Cette méthode consiste à incorporer dans le mortier de terre, des fibres courtes afin d'améliorer sa cohésion et de le rendre moins fragile et moins sujet aux variations dimensionnelles par retrait. Dans un souci de cohérence avec le concept écologique d'un matériau éco-constructif, nous avons opté pour les fibres végétales de jonc qui sont très présentes sur le territoire tunisien.

2.1.2. Approche multi factorielle

Cette approche multi factorielle consiste à combiner les trois méthodes citées précédemment deux par deux ou bien de les appliquer toutes les trois en même temps:

a) Combinaison (S+F) à double effet de modification du squelette granulaire et de renforcement avec des fibres de jonc traité
b) Combinaison (L+F) à double effet de stabilisation avec un liant hydraulique et de renforcement avec des fibres de jonc traité
c) Combinaison (S+L) à double effet de modification du squelette granulaire et de stabilisation avec un liant hydraulique
d) Combinaison (S+L+F) à triple effet de modification du squelette granulaire, de stabilisation avec un liant hydraulique et de renforcement avec des fibres de jonc traité

2.2. Essais expérimentaux

Les essais expérimentaux utilisés dans cette étude ont concerné essentiellement la caractérisation du comportement mécanique (résistance à la compression), du comportement dimensionnel (retrait) et de la microstructure (porosité, interfaces).

2.2.1. Confection des éprouvettes : Les éprouvettes de mortier de terre confectionnées de dimensions (4 cm x 4 cm x 16 cm) ont été coulées avec une consistance très plastique avec une teneur en d'eau de gâchage qui variait entre 33 % et 45% selon des compositions étudiées. Elles ont été conservées à une température de 30°C et à une humidité relative de l'ordre de 75 % pendant les premières 48 heures puis elles ont été exposées à l'air libre à la température et à l'humidité ambiante du laboratoire jusqu'à l'échéance de 28 jours.

2.2.2. Résistance à la compression : Les éprouvettes confectionnées ont été soumises à l'échéance de 28 jours à des essais de compression simple en utilisant une machine d'essai universelle de traction, compression et flexion électromécanique de capacité 50 KN.

2.2.3. Variation dimensionnelle (retrait) : Pour la détermination du pourcentage de retrait [$r(\%)= (\Delta L / L) \times 100$], nous avons procédé par des mesures de la variation des dimensions des éprouvettes confectionnées à l'échéance de 28 jours.

2.2.4. Porosité : Des mesures de masses volumiques apparente (ρ) et réelle (γ) ont été réalisées après l'échéance de 28 jours sur les éprouvettes confectionnées, pour pouvoir calculer la porosité : $P [\%]= [1- (\rho / \gamma)] \times 100$.

2.2.5. Microscope électronique à balayage : Le microscope électronique à balayage (MEB) de type JEOL JSM 5400 a été utilisé pour observer la morphologie des fibres de jonc et pour examiner la microstructure du mortier de terre.

2.3. Matériaux utilisés

2.3.1. La Terre **:** La terre utilisée dans cette étude et dans celle qui l'a précédée **[1]** provient du site de Sidi Amor (Borj Touil, Gouvernorat de l'Ariana en Tunisie). Sa masse volumique apparente ρ est égale à 1 g / cm³ et sa masse volumique réelle γ est égale à 2,4 g/cm³. Il s'agit d'une terre majoritairement siliceuse (61%) avec la présence de calcaire (32%), d'argiles de type illite et kaolinite (4%) et de dolomite (3%). Sa granulométrie est très fine avec un module de finesse MF égal à 0,54 et un pourcentage de fines (≤ 0,063 mm) égal à 51%.

2.3.2. Le Sable **:** Le sable utilisé pour la correction granulaire est un sable siliceux provenant de la carrière de Bir Mcharga (gouvernorat de Zaghouan). Sa granulométrie est moyenne avec un module de finesse MF égal à 2,3 et un très faible pourcentage de fines (≤ 0,063 mm) égal à seulement 1%. Sa propreté en terme d'équivalent sable ES est égale à 87%.

2.3.3. Les liants **:** Comme liants stabilisants nous avons utilisé le ciment portland artificiel CEM I 42.5 conforme à la norme NT 47-01 , la chaux naturelle hydraulique NHL3.5, la chaux naturelle aérienne vive CL90-Q et la chaux naturelle aérienne éteinte CL90-S conformes à la norme EN 459-1.

2.3.4. Fibres Végétales de jonc **:** Le jonc est une plante très répandue en Tunisie qui appartient à la famille des Joncacées **[7]** et qui pousse dans les zones humides (figure 1). Il est appelé « Juncus » en latin et « Smmar » en arabe. Le jonc que nous avons utilisé provient de la région d'Amroun au gouvernorat de Nabeul. La tige de jonc a une masse volumique apparente de 385 ± 15 kg/m^3 et elle contient 13% de lignine, 53% de cellulose, 35 % d'hémicellulose et 5 % de cendre **[8]**. Pour extraire les fibres de jonc des tiges d'origine, nous leur avons appliqué un traitement chimique afin d'en extraire les microfibres cellulosiques telles que présentées sur notre observation au MEB (figure 2) appelées fibres ultimes **[5]**. Le traitement chimique permet aussi d'éliminer les impuretés et les liants non cellulosiques tels que la lignine et la pectine pour favoriser l'amélioration de l'adhérence de la fibre à la matrice de terre **[6]**. Le traitement chimique a été fait avec de la soude caustique à une concentration 1N. Il nous a permis d'aboutir à la défibrillation de la tige de jonc, comme observé sur l'image MEB (figures 3), en des fibres de diamètre moyen égal à 60 µm et de longueur aléatoire allant de 1 à 4 cm.



Fig.1 : Plante de jonc naturelle

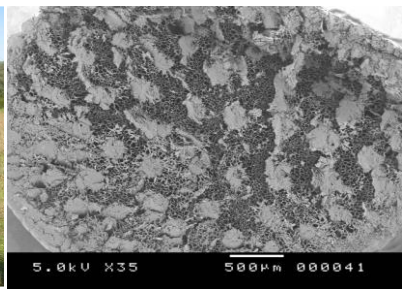


Fig.2 : Coupe d'une tige de jonc

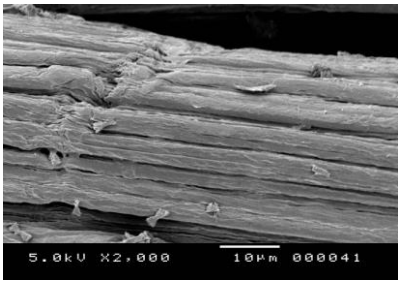


Fig.3 : Fibres de jonc traité

3. RESULTATS ET DISCUSSIONS

3.1. Résultats de l'approche mono factorielle

a) La première méthode basée sur l'ajout de sable siliceux correcteur avec une formulation optimisée de 60% de terre et 40% de sable, mise au point dans une précédente étude **[1]**, nous a permis de diminuer le retrait à 40 mm / m mais avec une diminution de la résistance en compression atteignant 1,3 MPa. Cette chute de résistance est essentiellement due à l'augmentation de la porosité à une valeur de 27,7% provoquée par la présence des grains de sable, alors qu'elle n'était que de 24,1% pour le mortier de terre brute sans ajout de sable. Les observations au MEB (figures 4 et 5) montrent la porosité élevée à l'interface sable / terre.

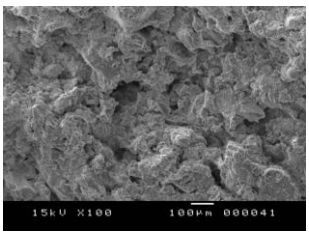


Fig.4 : Matrice de mortier de terre brute

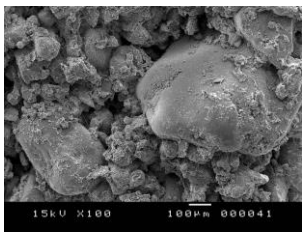
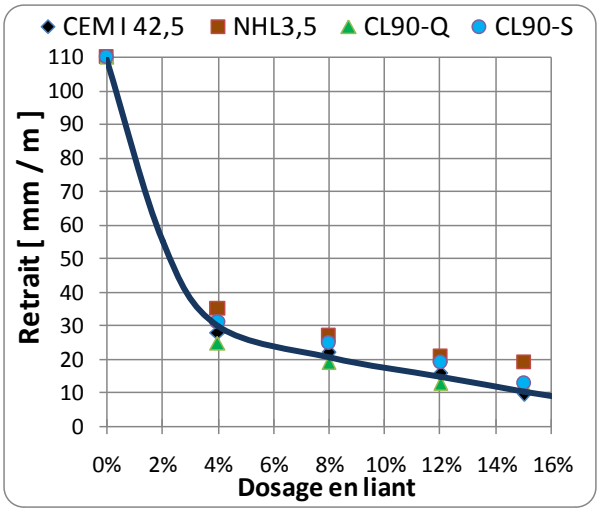


Fig.5 : Interface grains de sable / grains de terre

b) La deuxième méthode basée sur l'addition des liants minéraux a permis de diminuer remarquablement le retrait à des degrés plus ou moins importants selon le type de liant. Pour un dosage de 15% le retrait a été diminué à 19 mm / m avec la chaux hydraulique NHL3.5, à 12 mm / m avec la chaux aérienne CL90-Q ou CL90-S et à 9,5 mm / m avec le ciment CEM I 42.5 tel que représenté sur la figure 6. Cette diminution intéressante du retrait peut être expliquée par la contribution des liants à retenir l'eau et à limiter ainsi le phénomène de dessiccation. Cependant nous notons que la résistance à la compression a subi une chute importante que nous pouvons observer sur la figure 7 notamment pour les chaux aériennes et la chaux hydraulique. Pour le ciment la résistance s'est relativement améliorée pour un dosage de 15% pour atteindre une valeur de 1,7 MPa. Cette chute de la résistance mécanique peut être expliquée par le phénomène d'incompatibilité du ciment et des différentes chaux utilisées, avec les deux types d'argiles illite et kaolinite présents dans la terre utilisée **[9]**. La chute de la résistance peut aussi être expliquée par l'augmentation de la porosité égale à 27 % pour le ciment, à 32% pour la chaux hydraulique, à 30% pour la chaux aérienne éteinte et à 31,4% pour la chaux aérienne vive. Dans l'approche multifactorielle (paragraphe 3.1.2) nous nous limiterons à l'utilisation uniquement du ciment comme addition au mortier de terre vu les résultats peu convaincants des chaux naturelles utilisées.



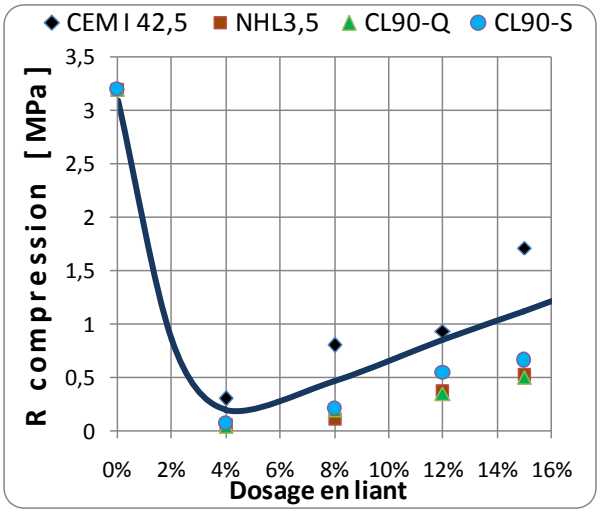
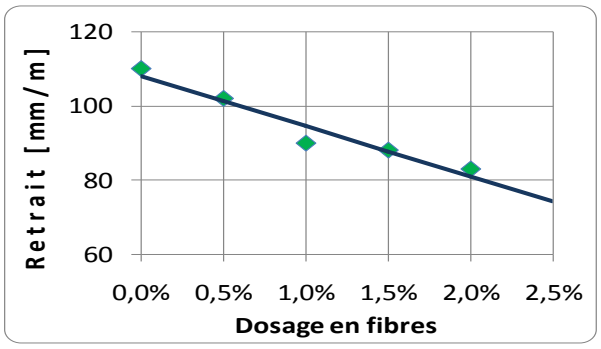


Fig.6: Variation du retrait avec le % de liants *Fig.7: Variation de la résistance avec le % de liants*

c) Avec la troisième méthode basée sur l'ajout de fibres végétales de jonc à raison de 2% en poids du mortier de terre, nous constatons qu'elle n'a pas eu l'effet escompté et le retrait n'a diminué que légèrement à 80 mm / m comme présenté sur la figure 8. De même l'effet sur la résistance mécanique n'a pas été efficace et la résistance à la compression a même régressé à une valeur de 2 MPa telle que représentée sur la figure 9. Cette chute de résistance en compression peut être expliquée par l'augmentation de la porosité du mortier de terre qui a atteint la valeur de 26,8 % induite par la présence des fibres.



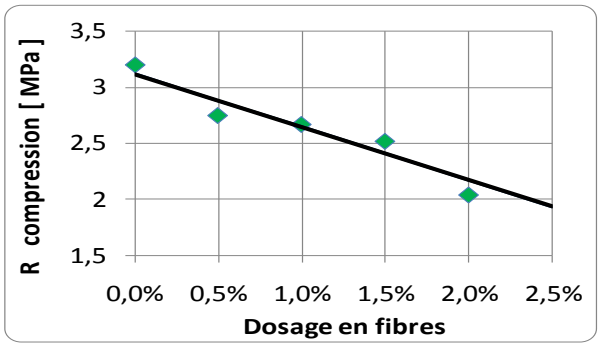


Fig. 8: Variation du retrait ***Fig.9: Variation de la résistance à la compression***

Les trois méthodes utilisées séparément n'ont pas pu agir efficacement sur les deux problèmes de fragilité et de variation dimensionnelle de manière simultanée. Il est donc utile d'étudier l'effet de la combinaison des différentes méthodes pour la résolution de cette problématique.

3.2. Résultats de l'approche multi factorielle

a) La combinaison (T+S+F) basée sur l'ajout de 40 % de sable siliceux et 2 % de fibres de jonc, a eu pour effet de réduire le retrait en l'abaissant à 25 mm / m et de maintenir la résistance en compression à 3 MPa malgré une porosité constatée de 29,5%.

b) La combinaison (T+C+F) basée sur l'addition de 15% de ciment CEM I 42.5 et 2% de fibres de jonc traité, a eu un effet remarquable de diminution du retrait à 6 mm / m et de maintien d'une résistance en compression de l'ordre de 3 MPa. La porosité de ce mortier a été réduite à 22,5% grâce probablement à l'effet de l'hydratation du ciment.

c) La combinaison (T+S+C) basée sur l'ajout de 40% de sable siliceux et 15% de ciment de CEM I 42.5, a permis de réduire le retrait jusqu'à une valeur de 13 mm / m avec cependant une relative diminution de la résistance en compression à 2,4 MPa en relation avec l'augmentation constatée de la porosité de ce mortier atteignant 29%.

d) La combinaison (T+C+F+S) basée sur l'ajout de 40% sable siliceux, 15% de ciment de CEM I 42.5 et 2% de fibres végétales de jonc traité, a donné un résultat quasi-identique à celui de la combinaison (T+C+F). L'addition de ciment et de fibre s'avère être suffisante pour améliorer les caractéristiques du mortier de terre sans avoir recours à l'ajout de sable siliceux.

Tableau 1 : Récapitulatif des résultats des différentes formulations de mortier de terre

Composition du mortier de terre		Retrait [mm / m]	Résistance à la compression [MPa]	Porosité [%]
T	(Mortier de terre sans aucun ajout)	110	3,2	24,1
T + S	(40% sable)	40	1,3	27,7
T + C	(15% ciment)	9,5	1,7	27
T + F	(2% fibres)	80	2	26,8
T + S + F	(40% sable + 2% fibres)	25	3	29,5
T + C + F	(15% ciment + 2% fibres)	6	3	22,5
T + S + C	(40% sable + 15% ciment)	13	2,4	29
T + S + C + F	(40% sable + 15% ciment + 2% fibres)	6	3	22,7

4. CONCLUSION

La problématique de la fragilité mécanique et du retrait dimensionnel n'a pu être résolue que par la combinaison des différentes méthodes appliquées et la multiplicité de leurs effets. La formulation optimale (T+C+F) avec 15% de ciment portland artificiel CEM I 42.5 et 2% de fibres végétales de jonc traité a permis d'aboutir à l'élaboration d'un mortier de terre modifiée (adobe amélioré) de résistance à la compression suffisante de l'ordre de 3 MPa avec

l'avantage d'un faible retrait limité à seulement 6 mm / m comparativement au retrait d'un mortier de terre brute (adobe traditionnel) qui s'élève à 110 mm / m.

Références bibliographiques

[1] Naili H., Jelidi A. et Limam O. (2014), Approche d'élaboration d'un matériau composite écologique à base de terre crue coulée. Journées Scientifiques Franco-Maghrébines. ENIT, Tunisie.

[2] Walker R., Pavia S., Mitchell R. (2014), Mechanical properties and durability of hemp-lime concretes. Construction and Building Materials (61) 340–348.

[3] Walker R. and Pavia S. (2014). Moisture transfer and thermal properties of hemp–lime concretes. Construction and Building Materials (64) 270–276.

[4] Houben H. et Guillaud H., 1995, Traité de construction en terre, CRATerre. Ed. Parenthèses, Marseille.

[5] Eva Rogge (2009), Extraction et étude des propriétés physiques et mécaniques des fibres d'Alfa (Esparto grass) en vue d'applications textiles. Université de Haut-Alsace. France.

[6] Rokbi M. et Osmani H., (2011), L'effet des traitements de surface des fibres sur les propriétés mécaniques de composites Polyester-fibres Alfa. 20ème Congrès Français de Mécanique, Besançon.

[7] Ozenda A. Flore et vegetation du Sahara. 3ème edition. 1954, CNRS Edition, Paris.

[8] Hamza S., Saâd H., Charrier B., Ayed N. and Charrier-El Bouhtoury F. (2013), Physico-chemical characterization of Tunisian plant fibers and its utilization as reinforcement for plaster based composites. Industrial Crops and Products (49) 357– 365.

[9] Cabane N. (2004), Sols traitées à la chaux et aux liants hydrauliques : Contribution à l'identification et à l'analyse des éléments perturbateurs de la stabilisation, Thèse de Doctorat, Ecole nationale supérieure des mines de Saint-Etienne, France ,189p.

Effets des déchets de marbre et de carrelage sur les propriétés à l'état durci du béton autoplaçant

Mohsen Tennich[1,2], Mongi Ben Ouezdou[1,3], Abderrazek Kallel[1,4]

(1) Université de Tunis El Manar, Ecole Nationale d'ingénieurs de Tunis, Laboratoire Génie Civil, LR03ES05, BP37, 1002 Tunis, Tunisie ;
(2) Direction Générale des Etudes Technologiques, Institut supérieur des études technologiques de Radès, Rue de Jérusalem BP 172, 2098 Radès Médina, Tunisie,
(3) Visiting Professor at the American University of Sharjah, ; College of Engineering, Civil Engineering Department POBox 26666, Sharjah, United Arab Emirates.
(4) Salman bin Abdulaziz University, College of Engineering, Civil Engineering Department, BP 655, 11942, Al-Kharj, KSA;
E-mail du premier auteur: mohsentennich@yahoo.fr

Résumé

Cet article rapporte l'étude de l'influence des déchets des marbreries et des usines de carrelage en tant qu'addition minérale sur les propriétés à l'état durci du Béton AutoPlaçant (BAP). Plusieurs essais de résistance et de durabilité ont été effectués sur des éprouvettes et des échantillons de ce type de BAP : essais de résistances mécaniques, essai ultrasonique, essai de porosité, essais d'absorption d'eau par immersion et par capillarité et l'observation au microscope électronique à balayage (MEB). Ces essais ont permis d'étudier le rôle joué par les différents déchets dans la formulation des BAP sur le comportement du BAP à l'état durci tout en se référant à un béton AutoPlaçant Témoin (BAPT) et à un Béton Ordinaire Vibré (BOV). La formulation des bétons est effectuée par le logiciel « Béton Lab Pro2 ».
Les résultats obtenus montrent un effet favorable de toutes les additions aussi bien sur les propriétés à l'état durci que sur la microstructure des BAP. Cependant les meilleurs résultats des essais sur les BAP avec déchets des marbreries et des usines de carrelage et leurs combinaisons étaient obtenus avec le BAP à base de déchets de marbre.

Mots Clés : *Béton autoplaçant (BAP), Déchets de marbre, Déchets de carrelage et Filler calcaire.*

1. INTRODUCTION

Les bétons autoplaçants (BAP), développés depuis une vingtaine d'années, sont encore qualifiés parmi « les nouveaux bétons » car leur utilisation reste modeste sous l'effet de leur coût élevé. Cette élévation de coût est due principalement à la quantité des additions (fillers, fumée de silice, etc..) ajoutées au niveau de la composition de ces bétons pour augmenter son volume de pâte afin de garantir les propriétés d'un BAP à l'état frais (la très grande fluidité, l'homogénéité et la stabilité). La substitution de ces additions par des déchets industriels (D1 : déchets de marbre, D2 : déchets du carrelage chargé de marbre et D3 : déchets du carrelage chargé de gravier) dans la fabrication du BAP a pour objectif la production des BAP économiques. Cependant, malgré les bons résultats obtenus avec ces déchets, en particulier à l'état frais des BAP, le comportement à l'état durci ainsi que la durabilité de ces BAP restent encore mal appréhendés.
Diverses études sont faites pour étudier le comportement du BAP à l'état durci des BAP comportant des déchets industriels. Tayeb et al. [1] ont étudié l'effet de poudre de marbre sur les propriétés du béton de sable à l'état frais et à l'état durci. P.A. Shirule et al. [2] ont remplacé partiellement le ciment par la poudre de marbre. V. Corinaldesi et al. [3] ont utilisé la poudre de marbre comme addition minérale pour les mortiers et les bétons et K.E. Alyamaç, R. Ince [4] ont étudié la relation entre les propriétés à l'état frais et à l'état durci du BAP qui contient la poudre de marbre. Cependant il n'y a pas encore de recherches qui s'intéressent à la valorisation des déchets des marbreries et des usines de carrelages dans le BAP par substitution totale des autres additions minérales.

Ainsi, le but de cette recherche est d'étudier le comportement des BAP avec ces déchets industriels à l'état durci notamment et l'influence de la nature de ces additions minérales sur les résistances mécaniques, la porosité et l'absorption d'eau de ces bétons. Les résultats de notre étude aideront à se faire une idée plus précise sur la durabilité des BAP à base des déchets des marbreries et des usines de carrelages.et à cerner la différence entre ces BAP avec déchets, un BAP témoin à base de filler calcaire témoin (BAPT) et un béton ordinaire vibré (BOV).

2. MATERIAUX CONSTITUTIFS

2.1. Ciment

Le ciment de Portland de type CEM I 42.5 conforme à la norme NT47.01 [5] , est fourni par l'usine de CAT – Djbel Jeloud. Sa composition minéralogique est calculée en utilisant les formules de Bogue: C3S=61%, C2S=11.85%, C3A=2.42%, C4AF=13.75%. Le ciment a une densité absolue de 3.1 et une surface de Blaine égale à 440 m²/Kg.

2.2. Granulats

Gravier : c'est un gravier concassé qui provient de la carrière de concassage (carrière de Djebel Ressas). Il contient 55% de CaO et d'autres minéraux. Ce gravier est caractérisé par une granulométrie continue et étalée de classe granulaire 4/16 mm, d'une compacité Cg = 0.601 et d'une densité absolue ρ_g = 2.7.

Sable : c'est un sable siliceux alluvionnaire provenant d'une carrière de roche meuble (sablière Borj Hfaiedh). Il est composé de 98% de SiO2 et d'autres minéraux. Ce sable est de classe granulaire 0/4 mm ayant une teneur en fines de 2 %, Son équivalent de sable (ES) est égal à 72 %, d'une compacité Cs = 0.665 et sa densité absolue ρ_s = 2.65.
L'analyse granulométrique des granulats est présentée sur la figure 1.

2.3. Fillers

Les fillers utilisés dans les BAP sont : un filler calcaire témoin (T) fabriquée par le groupe « Omya » et des fillers des déchets industriels : D1 « déchets de marbre », D2 « déchets d'un carrelage chargé de marbre » et D3 « déchets d'un carrelage chargé de gravier » rejetés par les marbreries et les usines de carrelage, notamment « COGEMAC » et « SICAS » situées à Sejoumi – Tunis.
Les courbes granulométriques de ces quartes fillers sont présentées sur la figure 1.

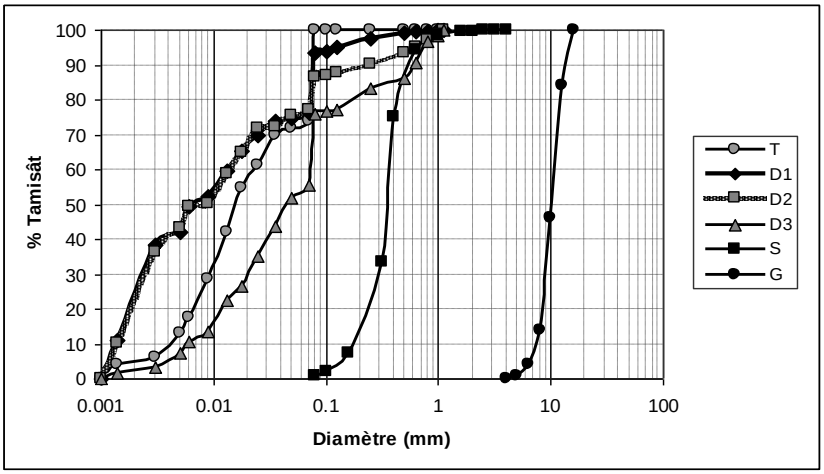


Figure 1 : Analyse granulométrique des granulats et des quatre fillers

Les caractéristiques physiques de ces fillers récapitulées dans le Tableau 1.

Tableau 1 : Caractéristiques physico-chimiques des quatre fillers

Type de Fillers	T	D1	D2	D3
Origine	Calcaire	Marbre	Carrelage marbré	Carrelage gravier
Densité absolue	2.70	2.42	2.22	2.12
Densité apparente	0.72	0.88	0.79	0.81
Surface de Blaine (m²/Kg)	720	652.6	621.4	563.1
Indice d'activité i28	0.692	0.298	0.375	0.407
Cu	6.00	10.77	11.54	12.33
Fines <63µm (%)	73	75	76	54

2.4. Adjuvant

L'adjuvant utilisé est un superplastifiant (SP) [8]. Il est commercialisé sous le nom de « Viscocrete-Tempo 12 ». Cet adjuvant haut réducteur d'eau qui se présente sous forme de liquide jaune, possède une teneur en extraits secs de 30 % et une densité de 1,06.

3. FORMULATIONS RETENUES

Les différentes compositions retenues pour chaque type du béton, après formulation par logiciel « Béton Lab Pro2 » [6-7] et un ajustement par des essais à l'état frais, sont présentées dans le tableau 2. Ces compositions ont un dosage fixe de ciment égal à 350 kg/m^3, ont données les propriétés recommandées d'un BAP à l'état frais par l'EFNARC [9].

Tableau 2 : Compositions retenues des bétons étudiés

Formulation	Sable (Kg/m^3)	Gravier (Kg/m^3)	Ciment (Kg/m^3)	Filler calcaire Témoin : T (Kg/m^3)	Déchet marbre : D1 (Kg/m^3)	Déchet carrelage marbré : D2 (Kg/m^3)	Déchet carrelage en gravier : D3 (Kg/m^3)	Eau (Kg/m^3)	Dosage de superplas tifiant (% massique de ciment)
BOV	737.9	1119.4	350	-	-	-	-	180.9	0.4
BAPT	791.3	800.2	350	250	-	-	-	180.1	1.0
BAPD1	789.7	798.6	350	-	200	-	-	175.1	1.2
BAPD2	800.8	809.8	350	-	-	200	-	190	1.3
BAPD3	808.7	817.7	350	-	-	-	150	180.2	1.0
BAPD12	815.5	824.6	350	-	137.5	50	-	180.2	1.4
BAPD13	807.1	816.2	350	-	150	-	50	190	1.4
BAPD23	829	838.3	350	-	-	100	150	213	1.6

4. RESULTATS DES ESSAIS A L'ETAT DURCI

4.1. Essais mécaniques

Les résultats des essais de compression simple et de traction par fendage des différents bétons sont représentés par la figure 4. Pour chaque type du béton, trois éprouvettes cylindriques (160mmx320mm) ont été préparées et conservées l'eau maintenue à 20 ± 2 ° C jusqu'au moment de l'essai. On constate que les BAP avec déchets des marbreries et des usines des carrelages ont développés des résistances à la compression légèrement plus grandes que le BOV sauf pour le BAPD3. Concernant la résistance à la traction, les BAP avec déchets ont données des résistances supérieures à celle du BOV et comparables à la résistance du BAPT.

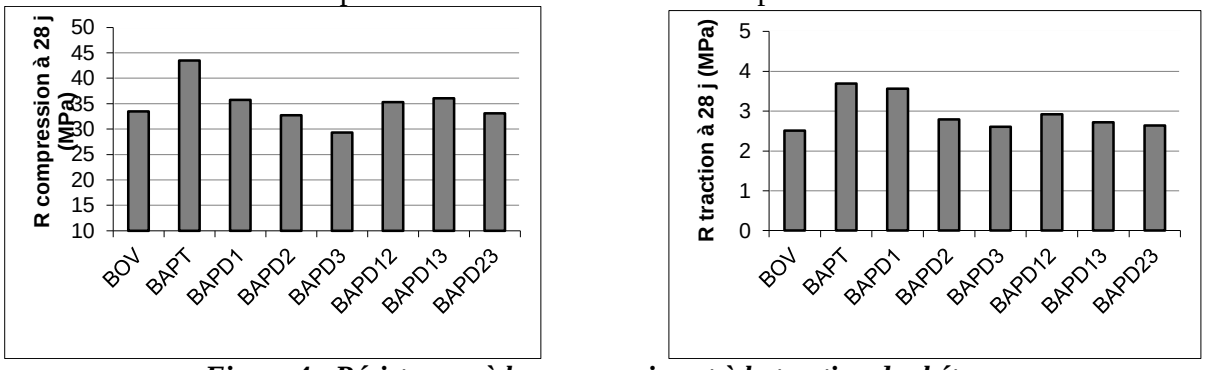


Figure 4 : Résistances à la compression et à la traction des bétons

4.2. Essais ultrasoniques

Les résultats de l'essai ultrasonique des bétons sont illustrés par la figure 5. Les vitesses de propagation de son pour tous les BAP avec déchets retenus sont supérieures à 4 km/s ce qui les classent dans la catégorie des bétons de qualité bonne à excellente d'après Leslie et Cheesman [10]. On constate aussi que pour le BAPD3, la combinaison des fillers des différents déchets utilisés en BAP améliore nettement la vitesse de propagation du son.

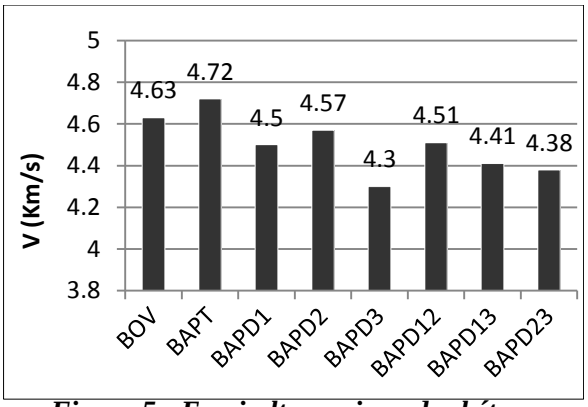


Figure 5 : Essai ultrasonique des bétons

4.3. Absorption d'eau par capillarité et par immersion

Les résultats des essais d'absorption d'eau par capillarité et par immersion pour les différents bétons sont illustrés par la figure 6.

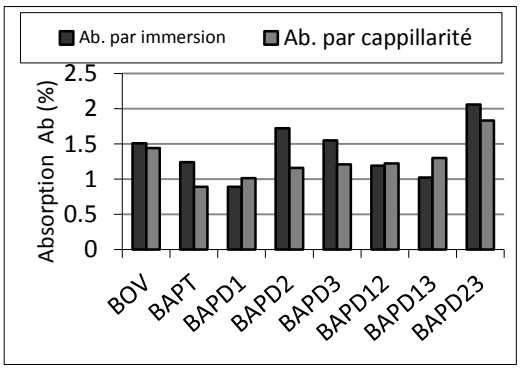


Figure 6 : Absorption d'eau pour bétons étudiés

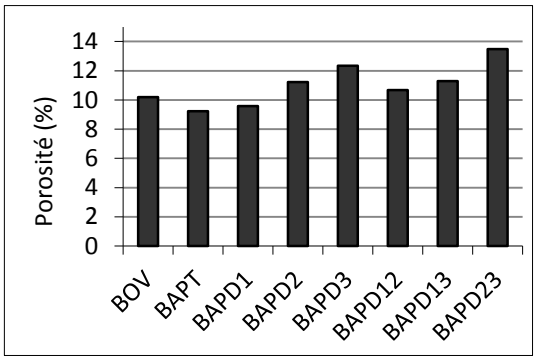


Figure 7 : Porosité des bétons étudiés

On constate que l'absorption par capillarité ainsi que l'absorption par immersion du BAPD1 sont les plus faibles par rapport à celles des autres BAP à déchets et comparées aussi à celles du BOV. Par ailleurs, on remarque aussi que la combinaison des déchets dans la formulation des BAP n'améliore pas l'absorption par capillarité.

4.4. Essai de porosité

Les résultats de l'essai de la porosité au gaz des différents bétons sont représentés sur la figure 7. On constate que le BAPD3 est le plus poreux et que la combinaison des différents déchets utilisés améliore la compacité et réduit la porosité de ces bétons sauf pour le BAPD23.

Pour bien comprendre les résultats de l'essai de porosité, nous avons observé la microstructure de ces bétons moyennant le microscope électronique à balayage (MEB). Les images au MEB sont représentées à la figure 8. Nous observons que le nombre et la taille des pores au niveau de la microstructure du BAPD3 sont plus importants que celles du BAPD1et BAPT.

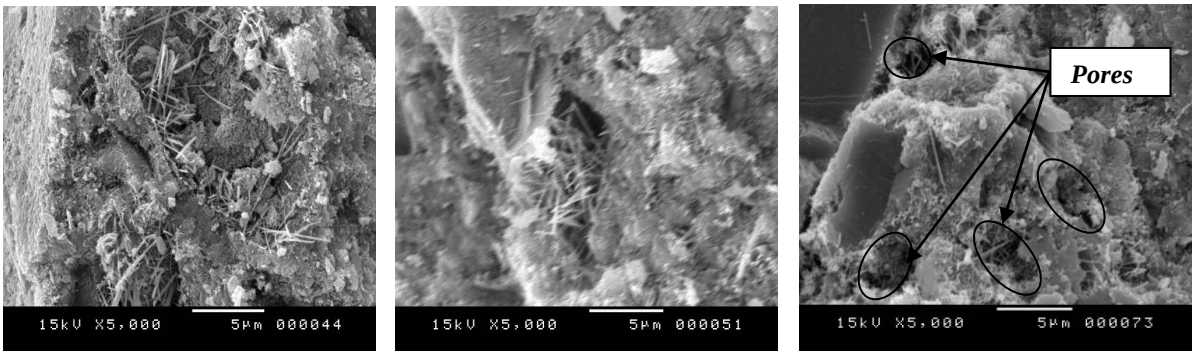


Figure 8 : Observation au MEB des bétons BAPT, BAPD1 et BAPD3 (résolution = 5000)

5. CONCLUSION

Les principaux résultats obtenus montrent que :
- Le béton autoplaçant témoin (BAPT) a développé des résistances supérieures à celles des BAP contenant des déchets des marbreries et des usines de carrelages ainsi qu'à celles du béton ordinaire vibré.
- Les BAP à base de déchets des marbreries et des usines de carrelage ont donné des résistances légèrement supérieures à celle du béton ordinaire vibré (BOV) sauf pour le BAPD3 dont la résistance à la compression est plus faible.
- Les vitesses de propagation de son pour tous les BAP avec déchets retenus sont supérieures à 4 km/s ce qui les classent dans la catégorie des bétons de qualité bonne à excellente.
- Les absorptions d'eau par capillarité et par immersion ainsi que la porosité pour les bétons autoplaçants à base de déchets des marbreries et des usines de carrelage sont faibles, notamment pour le BAPD1 ce qui leur procure à priori une bonne durabilité. En effet, ces BAP à base de déchets peuvent freiner la pénétration des ions de sulfates et chlorures qui peuvent exister dans les eaux et les sols agressifs. Ces BAP auront aussi grâce à leur faible porosité une bonne résistance vis-à-vis à la carbonatation du béton par le CO2 atmosphérique.
- Le déchet D3 provenant du carrelage en gravier à ne pas retenir comme addition tout seul en BAP. Il faut le combiner avec le déchet de marbre D1.

Références bibliographiques

1. *Bouziani Tayeb, Benmounah Abdelbaki, Bederina Madani and Lamara Mohamed "Effect of Marble Powder on the Properties of Self-Compacting Sand Concrete", The Open Construction and Building Technology Journal, 2011, 5, 25-29*
2. *P.A. Shirule, Ataur Rahman, Rakesh D. Gupta "Partial replacement of cement with marbble dust powder", International Journal of Advanced Engineering Research and Studies: IJAERS/Vol. I/ Issue III/April-June, 2012/175-177*
3. *Valeria Corinaldesi, Giacomo Moriconi, Tarun R. Naik "Characterization of marble powder for its use in mortar and concrete ", Construction and Building Materials 24 (2010) 113–117*
4. *K.E. Alyamaç, R. Ince " A preliminary concrete mix design for SCC with marble powders ", Construction and Building Materials 23 (2009) 1201–1210*
5. *INNORPI Tunisien, « La certification des ciments», La norme Tunisienne NT47.01, Janvier 2007.*
6. *de Larrard, F., Sedran, T., "Logiciel Béton lab Pro2 ", Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Centre de Nantes.*
7. *de Larrard, F. and Sedran, T. "Une nouvelle approche de la formulation des bétons", annales du Bâtiment et des Travaux Publics, n°6, pp 39-54, décembre 1999*
8. *SIKA Tunisienne, « Sika Viscocrète Tempo12 », Notice technique, version n°48, 2008.*
9. *EFNARC.The european guidelines for self-compacting concrete: Specification, Production and Use. European Federation for Specialist Construction Chemicals and Concrete Systems. 2005.*
10. *Leslie, J.R., Cheeseman, W.J., «An ultrasonic method for studying deterioration and cracking in concrete structures», Amer. Concrete Inst., Proceedings, Vol. 46, p. 17-36, 1949.*

Valorisation des sables de concassage dans la formulation d'un nouveau béton fin

Asma Jaballah Slaoui[1], Saloua El Euch Khay[2], Jamel Neji[3]

1 : Technologue à l'ISET de Radès

2 : Maitre Technologue à l'ISET de Radès, membre du laboratoire LAMOED de l'ENIT

3 : Professeur à l'ENIT, membre du LAMOED

E-mail du premier auteur: asma.slaoui@gnet.tn

Résumé

Le béton de sable est un béton fin dont l'unique constituant granulaire est le sable de concassage. Ce béton peut présenter plusieurs avantages comparé aux bétons ordinaires : environnementaux, techniques et économiques, d'où l'intérêt de son utilisation pour les structures de bâtiments.

L'article décrit la mise au point de six formules de ce béton fin à base de sable de concassage. Il présente également les résultats de plusieurs essais réalisés pour tester les performances mécaniques de ces formules afin de juger la possibilité de leur utilisation pour les éléments de structures de bâtiment. Les études menées ont montré que ce matériau présente des caractéristiques mécaniques satisfaisantes pour un dosage en ciment variant entre 350 kg/m^3 et 400 kg/m^3.

Mots clés : *sable de concassage, béton de sable, bâtiments, résistances mécaniques.*

1. INTRODUCTION

Le secteur de bâtiment constitue aujourd'hui le secteur d'activité le plus gros consommateur de béton et d'agrégats de gros calibre. En Tunisie, le secteur du béton a connu une évolution rapide ces dernières années, la consommation des agrégats entrant dans la composition du béton a connu par conséquent une importante croissance. Elle est estimée à 50 millions de tonnes par an environ. Les productions de gravier et de sable de concassage sont respectivement de 22 millions et de 6,5 millions de m^3 annuellement. Le secteur de l'équipement et de l'habitat consomme au moins 80% de l'ensemble de la production de gravier alors que les utilisations du sable de concassage sont assez limitées. Ce dernier présente souvent des stocks gênants dans plusieurs carrières du pays surtout au nord et en partie au centre du pays.

Par ailleurs, les carrières, tout en contribuant à l'essor immobilier et économique du pays, ont des répercussions néfastes sur l'environnement. Certaines sont implantées depuis des années dans des zones d'habitations et des zones à écosystèmes fragiles.

D'autre part, les ressources naturelles utilisées pour la production des agrégats de carrière sont non renouvelables. L'exploitation massive des carrières pour satisfaire la demande de plus en plus croissante, rend possible une pénurie de gisements de granulats de gros calibre.

C'est suite à ces constatations que vient l'intérêt tant économique qu'écologique que pourrait présenter la valorisation des matériaux locaux disponibles et facilement accessibles mais à performances limitées, en l'occurrence les sables de concassage qui sont considérés par les carriers comme déchets de fabrication des graviers. Ces matériaux très peu exploités peuvent être utilisés pour la réalisation des bétons de sable dont ils seraient le constituant principal.

L'introduction du béton de sable dans le secteur des BTP permettra de réduire la consommation des graviers et des granulats alluvionnaires en exploitant les stocks de sable de concassage abondants dans les différentes carrières du pays et notamment dans la région du nord.

Des études antérieures ont été menées pour tester ce matériau pour son utilisation éventuelle dans la construction des chaussées [1-6] et ont abouti à des résultats très encourageants.

Cet article définit le béton de sable et ses avantages et décrit les résultats d'une étude expérimentale de formulation et de détermination des caractéristiques mécaniques du béton

de sable à base de matériaux locaux qui a été réalisée afin de tester la possibilité de l'introduction de ce béton dans la confection des éléments de structures de bâtiments en Tunisie.

2. LE BETON DE SABLE

Un béton de sable est un béton fin composé de sable, de fines d'ajout, de ciment et d'eau. On peut ajouter à cette composition de base d'autres ajouts spécifiques tels que gravillon (en faible pourcentage), fibres, adjuvants…. pour répondre à certains usages particuliers [1]. Il est destiné aux mêmes emplois que le béton traditionnel.

Ce béton fin peut présenter plusieurs avantages par rapport au béton traditionnel dont les plus importants sont :

-Une bonne maniabilité : Le béton de sable est un béton fin d'où il nécessite davantage d'eau que les bétons classiques, le rapport E/C se situe généralement entre 0.6 et 0.7.

Ce rapport relativement élevé garantit une bonne maniabilité du mélange ce qui constitue un avantage en faveur du béton de sable par rapport au béton traditionnel. En effet, son excellente maniabilité améliore sensiblement la phase du coulage.

-Une faible ségrégation : Les bétons de sable sont caractérisés par une faible étendue granulométrique et donc une plus grande homogénéité. A ces deux caractéristiques s'ajoute son excellente maniabilité ce qui lui garantit un comportement vis-à-vis de la ségrégation meilleur que celui des bétons traditionnels. Cette caractéristique réduit l'énergie de vibration nécessaire et peut être exploitée pour réduire le nombre de phases de bétonnage et donc les reprises.

Dans plusieurs pays, le béton de sable prend aujourd'hui sa place dans le secteur de bâtiment grâce à ses qualités notamment d'ouvrabilité, son absence de ségrégation et principalement sans doute pour ses qualités d'aspect qui permettent d'avoir un aspect esthétique considérable.

3. ETUDE DE FORMULATION

Par définition, le béton de sable est un béton fin où les gravillons sont remplacés par du sable et le sable par des fines avec du ciment et de l'eau en quantités appropriées [1].

Six formules de béton de sable sont mises au point lors de cette étude. Elles étaient toutes formulées avec du sables de concassage de Djebel Ressas.

Le sable constitue le composant principal du squelette d'un béton de sable. Aucun critère granulométrique n'est exigible pour réaliser un béton de sable, la seule restriction réside dans la propreté (ES > 35) [8]. La figure 1 montre la courbe granulométrique du sable utilisé. D'autres caractéristiques et notamment la masse volumique et l'équivalent de sable ont été déterminés et les résultats sont donnés dans le tableau 1.

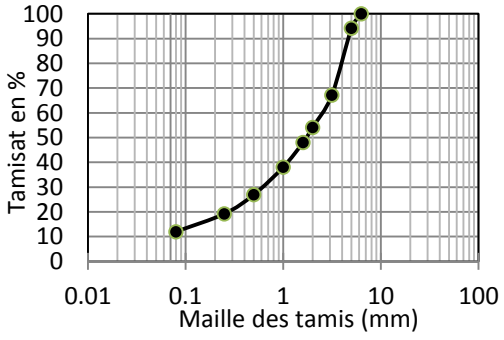


Figure1. Courbe granulométrique du sable utilisé.

Tableau 1. Caractéristiques du sable utilisé

Caractéristique	**Valeur**
Masse volumique (kg/m^3)	2654
Equivalent de sable ES	78
% des fines	13,2
Module de finesse MF	3,44

Le sable de concassage de Djebel Ressas a une matrice granulaire étalée entre 0–5 mm. Le pourcentage de fines est de 13%. Son module de finesse est de l'ordre de 3,44.

En Tunisie, le béton classique destiné aux structures de bâtiments ordinaires est d'habitude dosé à 350kg/m^3 de ciment de classe 32,5. Une résistance à la compression minimale de

22MPa est exigée. Lors de cette étude, deux types de ciment ont été utilisés: le ciment Portland de classe CEM II. 32.5 et de classe CEMII. 42.5 répondants à la norme tunisienne NT 47.01. Le dosage en ciment est le paramètre variable de cette étude. Pour chaque type de ciment, trois dosages ont été testés à savoir 350kg/m^3, 375kg/m^3 et 400kg/m^3. Nous avons obtenu ainsi 6 formules de béton de sable.

Vu que le sable de concassage utilisé est riche en fines, nous n'avons pas ajouté d'autres fines. Ainsi six formules de béton de sable ont été mises au point en utilisant la méthode expérimentale de formulation proposée par le projet national français de recherche et de développement Sablocrete [1]. Les trois Formules F1, F2 et F3 sont réalisées avec du ciment de classe 32,5 et sont respectivement dosées à 350 kg/m^3, 375 kg/m^3 et 400 kg/m^3 de ciment tandis que les formules F4, F5 et F6 sont à base de ciment de classe 42,5 et dosées de même respectivement à 350 kg/m^3, 375 kg/m^3 et 400 kg/m^3 de ciment.

Durant l'étude de formulation, la maniabilité du béton de sable a été testée. Pour chaque formule, le dosage d'eau de gâchage, calculé par la méthode expérimentale, a été ajusté de sorte que l'affaissement au cône d'Abrams soit égal à 5cm, le rapport E/C est compris entre 0.65 et 0.66 pour les six formules, ce rapport est conforme avec le rapport usuel pour le béton de sable qui se situe généralement entre 0.6 et 0.7.

4. CARACTERISTIQUES MECANIQUES ET RESISTANCES DU BETON DE SABLE

Une fois les six formules ont été mises au point, nous avons procédé à l'établissement de leurs caractéristiques et résistances mécaniques. Des essais de compression et de fendage ont été réalisés sur des éprouvettes cylindriques 16cm×32cm (figure 2). Des essais de flexion trois points ont été menés sur des éprouvettes prismatiques 4cm×4cm×16cm (figure 3).

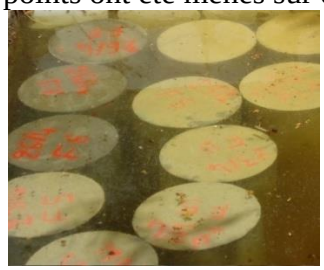


Figure 2. Eprouvettes cylindriques émergées dans l'eau



Figure3. Eprouvettes Prismatiques

Les éprouvettes ont été conservées dans l'eau dès leurs démoulage c'est à dire 24 heures après leurs coulage et retirées de l'eau 24 heures avant l'essai.

Résultats des essais de compression (NF P 18-406)

Des essais de compression (figure 4) ont été réalisés pour les six formules de bétons de sable compactés à 7 jours, 14 jours et 28 jours de la date de la confection des éprouvettes. Pour chaque âge 3 éprouvettes sont testées pour retenir une valeur moyenne. L'objectif visé est d'atteindre une résistance à 28 jours de 22 MPa au minimum qui est une valeur très acceptable pour le secteur de bâtiment.



Figure4. Eprouvette après écrasement

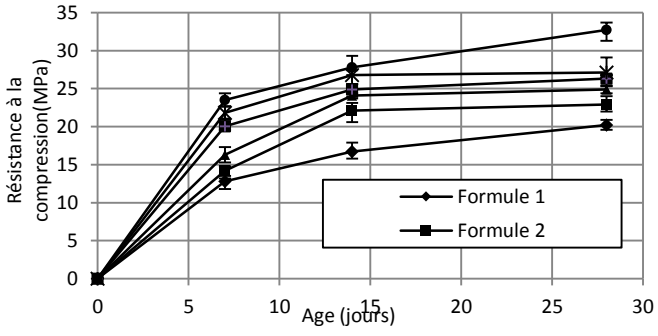


Figure 5. Résultats des essais de compression

Pour chaque formule, 12 éprouvettes ont été confectionnées et testées. La figure 5 montre les courbes qui suivent l'évolution de la résistance à la compression moyenne en fonction de l'âge du béton pour les six formules testées.

Rappelons que les 3 premières formules utilisent le ciment de classe 32.5 et les 3 dernières utilisent le ciment de classe 42.5. Il est clair que la classe de ciment 42,5 est meilleure de point de vue résistance à la compression. La classe de ciment influe donc directement sur la valeur de la résistance.
Pour une même classe de ciment, plus le dosage en ciment est élevé plus la résistance à la compression augmente. La résistance atteint une valeur maximale de 33,7 MPa à 28 jours pour la formule F6 dosée à 400kg/m^3 de ciment de classe 42,5.
Seule la formule F1 dosée à 350 kg/m^3 de ciment, n'a pas atteint une résistance de 22MPa qui est la résistance souvent exigée pour les bétons de structures de bâtiments courants. Cette dernière exigence est bien vérifiée pour les cinq autres formules. Le ciment de classe 42,5 permet d'atteindre des résistances toutes supérieures à 25 MPa.

4.2 Résultats des essais de flexion (NF P 18-433)

L'essai est réalisé sur des éprouvettes prismatiques 4×4×16cm^3 âgées de 28 jours, appuyées sur deux points et subissant une charge verticale au milieu (figure 6).Pour chaque formule trois éprouvettes ont été testées. Les résultats trouvés sont schématisés au niveau de la figure 7.



Figure 6. Essai de flexion trois points

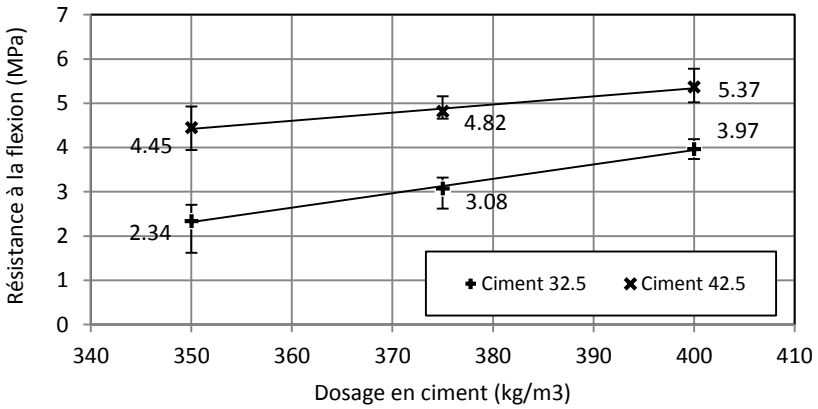


Figure 7. Résistance à la flexion en fonction du dosage en

Pour les deux classes de ciment testées, la résistance à la flexion varie d'une façon croissante et presque linéaire en fonction du dosage en ciment. Elle augmente si on augmente le dosage en ciment. La résistance est supérieure à 3MPa pour toutes les formules sauf F1. Elle atteint une valeur maximale de 5,3MPa pour la formule F6.
La résistance à la flexion représente environ 15% de la résistance en compression pour les différentes formules testées.

4.3 Résultats des essais de fendage (NF P 18-408)

L'essai de fendage est couramment utilisé pour caractériser le comportement d'un matériau vis à vis de la traction. Cet essai consiste à appliquer un effort de compression transversale sur des éprouvettes cylindriques de dimensions 16cm×32cm (Figure 8).

Les courbes représentant la variation de la résistance à la traction par fendage en fonction du dosage en ciment sont montrées sur la figure 10.
Similairement à l'essai de flexion 3 points, et pour les deux classes de ciment, la résistance à la traction est croissante d'une façon presque linéaire en fonction du dosage en ciment. Toutes les formules ont une résistance en fendage supérieure à 2,5MPa. Cette dernière représente 11% environ de la résistance en compression.



Figure 8. Essai Brésilien

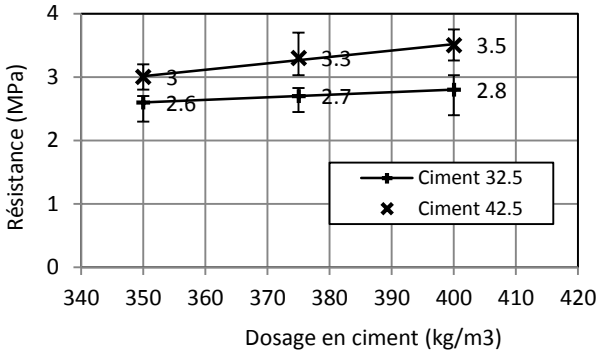


Figure9. Résistances à la traction par fendage

5. CONCLUSION

Dans un contexte de développement durable, et pour faire face à la surexploitation des matériaux de carrières de gros calibres (les graviers en particulier) suite à une demande de plus en plus croissante notamment dans le domaine des BTP, en nette développement en Tunisie, nous avons envisagé l'introduction d'un nouveau matériau: le béton de sable.

A partir des différents essais mécaniques réalisés sur les six formules de béton de sable confectionnées, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- Le béton de sable a une bonne résistance à la compression, à la flexion et à la traction par fendage. Ces résistances sont semblables à celles relatives au béton classique.
- La valeur de la résistance à la compression, paramètre le plus important à considérer, est généralement de 22 MPa à 25 MPa pour les projets de bâtiments courants. L'étude expérimentale réalisée sur les 6 formules de béton de sable montre qu'il est préférable d'utiliser le ciment de classe 42.5 qui permet même avec un dosage de 350kg/m^3 de ciment, qui est le dosage courant pour le béton classique, d'obtenir un béton de sable de résistance à la compression supérieure à 25 MPa et qui atteint 33 MPa pour un dosage plus fort de l'ordre de 400 kg/m^3.

Ces résultats très encourageants montrent la possibilité de l'utilisation de ce béton fin dans les structures de bâtiments. Le béton de sable offre aussi une solution compétitive du point de vu coût. En effet, une comparaison du coût d'un m^3 de béton de sable dosé à 350kg/m^3 de ciment de classe 42,5 et d'un m^3 de béton classique dosé à 350kg/m^3 de ciment de classe 32,5 a montré que le coût du premier béton est 12% moins cher que le deuxième.

Références bibliographiques

[1] Bétons de sable-Caractéristiques et pratiques d'utilisation, projet national de recherche et de développement SABLOCRETE, Presses de l'ENPC, 1996.

[2] Neji, J., Smaoui, H. et Gandouz, W., "Proposal of New Materials for Road Foundation: A Saharan Sand Treated with Slag and a Compacted Sand Concrete," International Journal of Pavements, V. 5, No. 1, 2006, pp. 1-12.

[3] El Euch Khay S, Neji J, Loulizi A. "Compacted sand concrete in pavement construction: an economical and environmental solution," American Concrete Institute (ACI)- Materials journal, March-April 2010; Volume 107, N°2.

[4] El Euch Khay S, Neji J, Loulizi A. "Shrinkage properties of compacted sand concrete used in pavements, " ELSEVIER, Construction and Building Materials, September 2010; 1795:1790-9.

[5] El Euch Khay S, Neji J, Loulizi A. "Compacted Dune Sand Concrete for Pavement Applications,"

Institution of Civil Engineers (ICE)/ proceedings - Construction Materials, Volume 164, Issue CM2, Avril 2011.

[6] El Euch Khay S, Neji J, Loulizi A. "Proposition d'un nouveau matériau pour les chaussées en Tunisie: le béton de sable compacté, " Annales du Ministère de l'Equipement, de l'Habitat et de l'Aménagement du Territoire, Mars 2010.

[7] Ben Othman R, El Euch Khay S, Loulizi A, Neji J. "Compacted-Sand Concrete for Pavement-Tests show suitability of sea-dredged material as aggregate," Concrete International, January 2013.

[8] AFNOR, NF P 18-500, béton de sable, Juin 1995.

Effet de l'ajout de l'adjuvant colloïdal sur les propriétés du béton autoplaçant utilisé dans les pieux forés sous boue

Afef Makni[1,2], Mohamed Jamel Rouis[1]

1) Ecole Nationale des ingénieurs de Sfax, Géologie, Sfax, Tunisie
2) Unité de recherches Géotechnique environnementale et matériaux civils, Ecole Nationale des Ingénieurs de Sfax-Tunisie
E-mail du premier auteur: afef.makni.enis@gmail.com

Résumé

*Cet article rapporte, l'étude des propriétés du béton autoplaçant (BAP) coulé dans les pieux forés sous boue. Plusieurs essais à l'état frais(essais d'ouvrabilités, stabilité au tamis) et à l'état durci (les essais ultrasoniques, les essais de résistances mécaniques) ont été effectués sur des éprouvettes cylindriques 16*32qui sont récupérées des pieux. Ces pieux en PVC sont fermés par un socle de mortier de 5cm d'épaisseur. On note BAP12 le béton autoplaçant adjuvanté par un super-plastifiant. On a coulé quatorze BAP12 sous boue dont sept sans adjuvant colloïdal et sept bétons avec adjuvant colloïdal. Les principaux points qui ont été traités dans notre étude en station expérimentale sont la recherche de la formulation du béton par la méthode japonaise, le choix correct des adjuvants utilisés, le mode de bétonnage puis la caractérisation des BAP à l'état frais et à l'état durci. Les préparations des 7 mélanges de boue (bentonite+eau+sable) sont réalisées à dosages différents en sable (M1=1%, M2=3%, M3=5%, M4=7%, M5=10%, M6=15%, M7=20%), le coulage du BAP dans les tubes en PVC a servi pour caractériser ce béton à l'état frais et durci le long des tubes. Les résultats montrent que le super-plastifiant utilisé et l'adjuvant colloïdal donnent des meilleurs résultats pour le BAP à 14j avec adjuvant colloïdal coulé sous boue M7 qui contient le plus grand pourcentage en sable (20% sable).L'ajout du super-plastifiant lui a offert une très grande fluidité, l'ajout de l'adjuvant colloïdal à ce béton lui a conféré la propriété d'anti lavage et l'aspect collant ce qui lui a donné une très bonne ouvrabilité, en plus il a réduit le degré de contamination du béton par le sable au cours de son coulage sous l'eau d'une part, et d'autre part de diminuer le pourcentage de délavage du béton coulé sous l'eau grâce à son aspect thixotropique. L'adjuvant colloïdal avec le sable ont joué le rôle de cake pour ce béton et la résistance à la compression mesurée à 14jours est de 15MPa pour BAP12 coulé sous boue 7. Tous ces facteurs ont participé à l'amélioration de la résistance à la compression pour un béton autoplaçant coulé dans un pieu foré sous boue riche en sable.*

Mots clés : *Béton autoplaçant, pieux forés sous boue, adjuvant colloïdal, sable, vitesses aux ultrasons, résistance à la compression.*

1. INTRODUCTION

Les malfaçons sont la suite logique de contrôles inexistants ou insuffisants non effectués sur le chantier, tant de la part du représentant du maître d'œuvre que de l'entreprise effectuant les travaux, pour lesquelles le moindre écart peut être fatal [1]. Quelques travaux de recherches qui s'intéressent aux propriétés mécaniques des BAP [2], aux opérations de forages des pieux [3], mais l'étude du béton autoplaçant pour pieux forés sous boue à l'état frais et durci reste toujours limitée et incomplète vis-à-vis la formulation du béton et la valorisation de l'adjuvant colloïdal ajouté pour coulage dans les pieux forés . Le traitement des problèmes rencontrés par la suite sur chantier afin d'apporter des solutions devant une excavation du pieu par le sable au cours de son forage, porte valeur dans notre étude, une étude qui montre le rôle majeur de la formulation adéquate pour l'obtention d'un béton fluide, ne présentant pas de ségrégation, non délavé au cours de son coulage pour pieux forés sous boue. L'originalité se présente dans la simulation des pieux forés in-situ sous boue en laboratoire par des tubes en PVC et l'étude de la réaction du béton autoplaçant avec le sable et la bentonite aussi.

2. MATERIAUX CONSTITUTIFS

2.1. Ciment : La masse volumique du ciment HRS est égale à 3.07g/cm^3.

***2.2. Filler calcaire* :** La masse volumique du filler calcaire est 2,6g/cm^3

Tableau 1. Caractéristiques chimiques et physiques du filler calcaire

Propriétés chimiques						Propriétés physiques		
$CaCO_3$ (%)	SiO_2 (%)	$Al2O_3$ (%)	Fe_2O_3 (%)	MgO (%)	K_2O (%)	Coupe (mm)	< 1mm (%)	< 0,1 mm (%)
99,5	0,16	0,094	0,026	0,089	0,025	3	82	20

***2.3. Sable* :** La masse volumique du sable est égale à 2.6g/cm^3

Tableau 2. Caractéristique du sable 0/2mm

Paramètres de position			Paramètres de forme				Module de finesse
M_d (mm)	d_{95} (mm)	% < à 0.08	M (mm)	C_u	C_c	σ	MF
0.35	1.4	1.21	0.38	2.92	1.02	0.32	1.63

2.4. Graviers :La masse volumique apparente (ρ_{app}) vaut 1.51g/cm^3. La masse volumique absolue (ρ_s) est égale à 2.72 g/cm^3

Tableau 3. Caractéristiques du gravier 4/15mm

Paramètres de position		Paramètres de forme			
M_d (mm)	d_{95} (mm)	M (mm)	C_u	C_c	Σ
9.5	16	9.5	1.98	0.9	3.51

2.5. Eau de gâchage : l'eau utilisée est l'eau potable du réseau public de la SONEDE.

2.6. Bentonite : La bentonite a un PH égal à 8.5 et une densité de 2.5**.**

2.7. Adjuvants : L'adjuvant Sika Viscocrète tempo 12 a un PH égal à 6 et une densité de 1,06. L'adjuvant Sikacrète UCS est en poudre, de couleur gris. Sa densité apparente est environ de 0.5.

3. FORMULATION DES BAP

La formulation des BAP est basée sur l'approche japonaise (optimisation du mortier). Les différentes proportions sont alors fixées selon cette approche choisie. Dans le mortier, la proportion de sable est posée arbitrairement. Le protocole expérimental consiste à faire varier le rapport E/C jusqu'à l'obtention simultanée d'un étalement relatif égal à 5 et d'une vitesse d'écoulement relative R_m de l'ordre de 1. Ces deux paramètres sont mesurés expérimentalement à l'aide d'un cône et d'un entonnoir à mortier [4].

3.1 Optimisation de MAT12 : Soit MAT12 le mortier autoplaçant avec le super-plastifiant SP12.Les figures1, 2 et 3 montrent que pour un rapport E/C égal à 0.5 nous obtenons un étalement au voisinage de 5 et une vitesse d'écoulement qui tend vers 1. Partant donc d'un rapport E/C égal à 0.5, le mortier MAT12 présente les propriétés physiques recherchées [5].

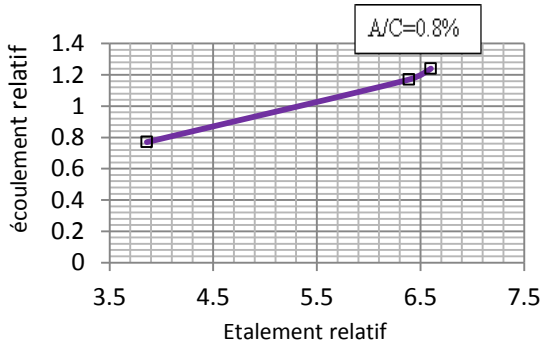


Figure 1.Variation de l'écoulement en fonction de l'étalement relatif pourMAT12

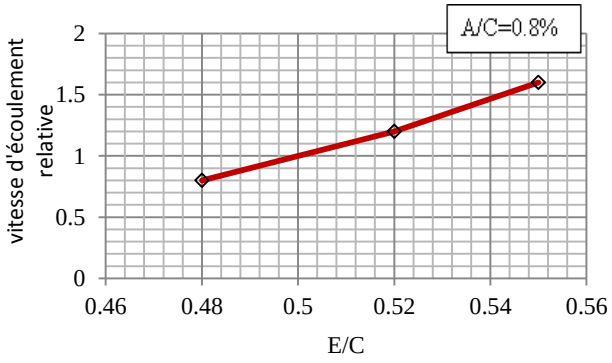


Figure 2.l'écoulement relatif du MAT12 en fonction du rapport E/C

3.2. Optimisation des adjuvants : La figure 3montre que l'optimum de SP12 est 0.8%, figure 3. Cette valeur c'est la même pour les 2 types de ciments utilisés : HRS et CPA. L'optimum d'ACO est 3% illustré dans la figure 4.

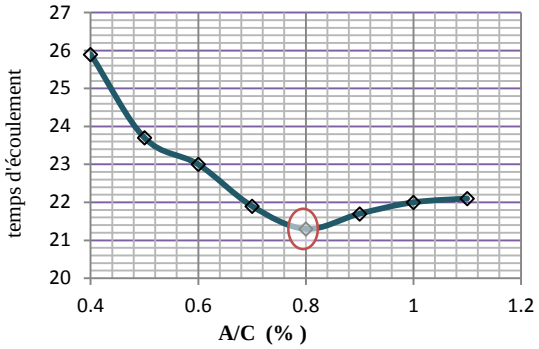


Figure 3. Optimisation du super plastifiant

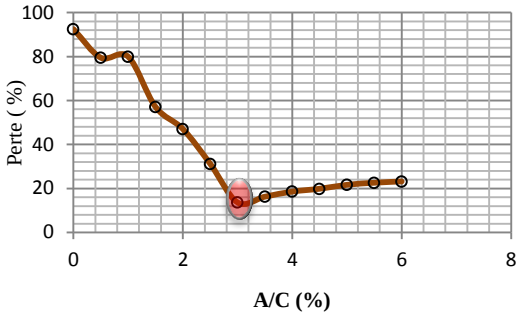


Figure 4.Optimisation du colloïdal

3.3. Composition des BAP retenus : La composition du BAP présentant les propriétés acceptées est bien présentée au tableau 4.

Tableau. 4. *Composition du BAP testé*

		Composition finale retenue (BAP12)	***Volume***
		kg	***litres***
Composition pour 1 m³ de béton	***Ciment***	***350***	***114***
	Gravier	***628***	***275***
	Sable	***628***	***241.53***
	Filler calcaire	***150***	***57.69***
	Eau efficace	***175.74***	***175.74***
	Superplastifiant ***Colloïdal***	***2.8*** ***10.5***	***2.64*** ***21***
Rapports	***E/c***	***0.5***	-
	G/S	***1***	-
	E/(C+F)	***0.35***	-

4. APPLICATION DES BAP DANS LES PIEUX SOUS BOUE

Les 14 tubes en PVC représentent des pieux en PVC de 1m 30 cm de longueur et de diamètre 16 cm. Cette étude permet de rapprocher le travail sur chantier en laboratoire, on prépare des tubes en PVC de 1.30m de longueur avec un socle de 5cm de mortier jouant le rôle d'un bouchon, pour ne pas laisser le béton coulé en point de contact avec le sol. Ce socle est composé de mortier MAT12 confectionné avec le ciment CPA (C=350g, S=G=628g, F=150g, E/C=0.56), puis, ces tubes bouchés par le mortier, sont laissés à l'air libre 3 à 4 jours (Photo.1). En troisième lieu, nous faisons remplir 1000mm du tube avec le mélange de la bentonite (viscosité initiale mesurée avant coulage) (photo 2) et avec une hauteur de chute de l'ordre de 5cm nous versons le volume nécessaire de béton pour remplir 1m 25 du tube (photo3).



Photo 1. Fermeture des tubes en PVC avec 5cm de mortier



Photo 2. Fermeture des tubes en PVC avec 5cm de mortier



Photo 3. Remplissage du tube avec le BAP12

4.1. Mode de calcul de volume de boue utilisé :

Tableau 5. Les dosages de la bentonite pour 1l d'eau

Mélanges	***Dosages pou 1l d'eau***
Mélange1 *: 5% sable*	*0.3g sable+29.7g bentonite*
Mélange2 *: 5% sable*	*0.9g sable+29.1g bentonite*
Mélange3 *: 5% sable*	*1.5g sable+28.5g bentonite*
Mélange4 *: 10% sable*	*2.1g sable+27.9g bentonite*
Mélange5 *: 10% sable*	*3g sable+27g bentonite*
Mélange 6 *: 15% sable*	*3g sable+27g bentonite*
Mélange 7 *: 20 Sable*	*6g sable+24g bentonite*

5. CARACTERISTIQUES DES BAP SOUS BOUE A L'ETAT FRAIS

5.1. Essai de stabilité au tamis : Dans le cas de BAP12 sans colloïdal, la stabilité au tamis est suffisante égale à 6% [6]. Alors qu'en présence de l'adjuvant colloïdal la résistance à la ségrégation est très importante de l'ordre de 3%. Nous pouvons dire que l'adjuvant colloïdal ACO améliore la résistance à la ségrégation statique tout en augmentant sa viscosité (Tableau 6).

Tableau 6. Valeurs de stabilité au tamis

Mélanges	***BAP12 sans ACO***	***BAP12 avec ACO***
Stabilité au tamis Π (%)	***6***	***3.11***

5.2. Test L BOX : la hauteur de remplissage H est 334.4mm. Les principales caractéristiques de notre béton d'étude sont résumées dans le tableau 7.

Tableau 7. Caractérisation du béton de l'étude

	G/S =1
BAP	***BAP12***
Etalement au cône d'Abrâms (D) (mm)	***590***
Temps d'écoulement au V-Funnel (s)	***4.1***
Stabilité au tamis 5mm(π) (%)	***5.989 ≈ 6***
Hauteur de remplissage(H) (mm)	***334.4***

6. ESSAIS SUR BAP DURCIS

6.1. Les vitesses aux ultrasons : Les résultats trouvés montrent que : les vitesses des ultrasons sont nulles pour les BAP12 sans ACO coulés sous bouedonc les BAP12confectionnés sans ACO présentent une mauvaise répartition le long des pieux. Les BAP12 couléssans ACO sous boue sont hétérogènes et le béton est délavé. Tandis que les BAP12 avec ACO présentent une bonne répartition granulaire homogène le long des tubes, cette homogénéité est approuvée par les mesures des vitesses ultrasoniques (figure 5). Donc l'adjuvant d'anti-lavage ACO confère au béton durci une structure cristalline plus dense et plus compacte. La figure 8 montre que le mélange 7 a la meilleure vitesse

ultrasonique. Une densité et une homogénéité remarquables pour le mélange 7 (20% sable) avec une vitesse des ultrasons de l'ordre de 4124.92m/s.

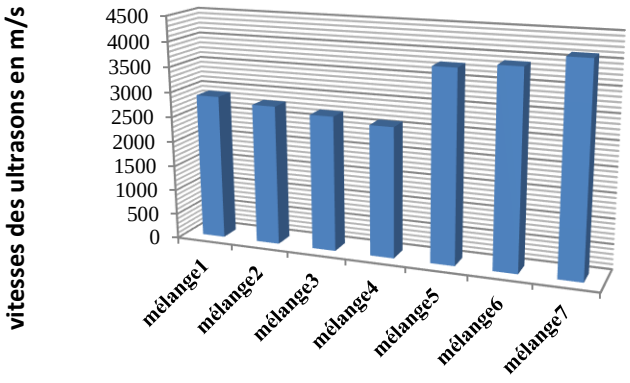


Figure.5 Histogramme des vitesses des ultrasons du BAP12 coulés sous l'eau à 14 jours avec ACO

6.2 Résistances mécaniques (RC) : Les 7 bétons sous boue sans ACO ont des vitesses aux ultrasons nulles et des résistances à la compression très faibles dans les 7 mélanges mais un peu plus élevés dans les mélanges M1, M2 et M3, cela peut être expliqué par la structure hétérogène des bétons, et la décantation du gravier au fonds des pieux.Le pourcentage en sable existant dans la boue a contribué à affaiblir la RC surtout pour les BAP coulés sous boue 4, 5, 6, et 7 (figure 6). Le béton est délavé et on remarque une décantation de bentonite dans lestète supérieures des pieux. Tous ces facteurs expliquent les valeurs en RC faibles.Dans le cas ou les bétons sont confectionnés avec ACO, on remarque qu'l ya amélioration des vitesses aux ultrasons et de la RC, cela est remarqué dans les 7 mélanges de boue. On remarque aussi que les intervalles s'inversent, on remarque que il ya 2 intervalles d'interprétations :les BAP coulés sous boue M4, M5, M6, et M7 présentent des vitesses aux ultrasons élevés donc ca prouve leur homogénéité en plus RC légèrement plus élevés que pour BAP coulés sous boue M1, M2, et M3 (figure7) donc on peut dire que le ACO améliore la structure du béton et augmente la résistance à la compression, l'adjuvant colloïdal a empêché le problème de fût et à dimunié le phénomène de décantation du gravier au fond des pieux, le béton est homogène et non délavé. L'ajout de l'adjuvant colloïdal a dimunié aussi le phénomène de décantation de la bentonite à la partie supérieure des pieux. L'ACO avec son aspect collant thixotropique améliore le béton BAP coulé dans les pieux forés sous boue.

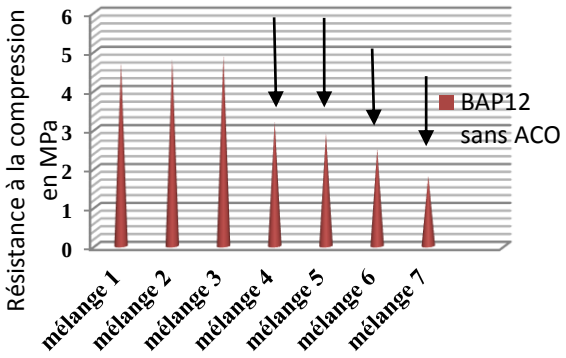


Figure 6. Histogramme des RC à 14j des BAP 12 sans ACO

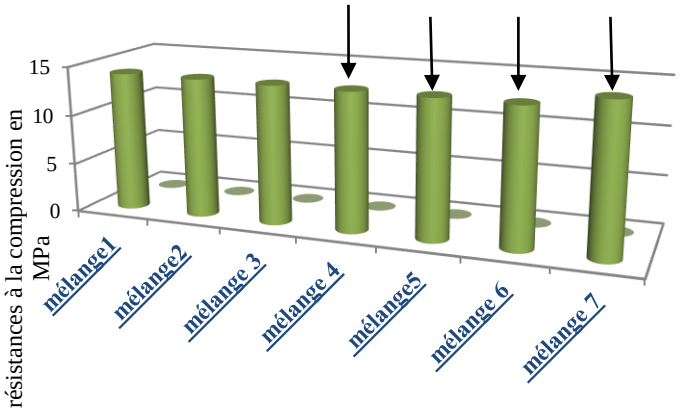


Figure 7. Histogramme des RC à 14j des BAP 12avec ACO

7. CONCLUSION

La caractérisation du BAP12 coulé sous l'eau confectionnée avec et sans (ACO) montre que l'introduction de l'adjuvant colloïdal augmente la viscosité du béton tout en réduisant sa fluidité et en augmentant sa stabilité statique. Les vitesses des ultrasons du béton coulé sous l'eau BAP12 confectionné avec (ACO) sont plus importantes que celles du béton ne contenant pas l'adjuvant colloïdal, pour des éprouvettes testées à 14 jours. L'adjuvant d'anti-lavage (ACO) confère au béton durci une structure cristalline plus dense et plus compacte. Le super plastifiant SP12 et l'adjuvant d'anti lavage (ACO) n'ont pas défavorisé l'homogénéité du matériau. D'après ces résultats nous constatons aussi que : La présence de la bentonite et de sable altère les parties supérieures des pieux. L'ajout de (ACO) permet de diminuer l'effet de la présence de la bentonite et de sable dans les parties basales et médianes des pieux. Il parait à partir de ces résultats qu'un pourcentage de sable de 2 à 3% améliore les résultats à la compression dans les bases. Mais une teneur plus supérieur permet de donner des résultats plus importants dans les parties médianes et plus aux moins dans les basales des pieux de 1.30 m.

Références bibliographiques

[1] AASHTO, L. (2007). Bridge Design Specifications. Customary U.S.Units, 4thEd., p 1510.

[2] Kulhawy, F.H,. and Chen, J.-R,. (2007). Discussion of Drilled Shaft Side Resistance in Gravelly Soils by Kyle M. Rollins, Robert J. Clayton, Rodney C. Mikesell, and Bradford C. Blaise, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE, Vol. 133, No.10, p 1325-1328.

[3] De Larrard, F,. (1999). Concrete Mixture Proportioning – A Scientific Approach, Modern Concrete Technologie, Series 9, Mindess S. and A. Bentur, Editors, E & FN SPON, London, UK,.

[4] Nehdi M, Rahman.M., « Why some carbonate fillers cause rapid increases of viscosity in dispersed cement-based materials » Cement and concrete Research 30(10), 2000, pp. 1663-1669.

[5] Turcry., « Retrait et fissuration des bétons autoplaçants-influence de la formulation » thèse de doctorat de l'Ecole Centrale de Nantes, 2004, 7, 8, 10,11 et 213 pages.pages.

[6] Khayat K. H. (1995). Effects of anti-wahout admixtures on fresh concrete properties. ACI Materials journal, vol. 92, n°2, mars-avril, p.164-171.

Comité d'organisation

Coordinateurs

Karim MILED (LGC-ENIT)
Atef DAOUD (LGC-ENIS)

Membres

Wiem BEN HASSINE (LGC-ENIT)
Oualid LIMAM (LGC-ENIT)
Abdelhamid R'MILI (LGC-ENSIT)
Moncef MAKNI (LGC- ISET SFAX)
Aidi MARZOUKI (LGC-ISET RADES)
Slim KAMMOUN (LGC-ENIG)
Khaoula BRAHEM (LGC-ENIT)
Mohamed SAMIR (LGC-ENIT)
Bilel SASSI (LGC-ENIT)
Rahma ZOUAOUI (LGC-ENIT)
Nasser GRINE (LGC-ENIT)

Comité scientifique

Mohamed AIDI (LGC-ENIT)
Aouicha BEDDEY (LGC-CETEC)
Wiem BEN HASSINE (LGC-ENIT)
Mongi BEN OUEZDOU (LGC-ENIT)
Atef DAOUD (LGC-ENIS)
Rached EL FATMI (LGC-ENIT)
Hedi HASSIS (LGC-ENIT)
Ahmed JELIDI (LGC-ENAU)
Mohamed Ali KARRAY (LGC-ENIT)
Slim KAMMOUN (LGC-ENIG)
Mehrez KHEMAKHEM (ISET SFAX)
Oualid LIMAM (LGC-ENIT)
Amara LOULIZI (LAMOED-ENIT)
Moncef MAKNI (LGC-ISET SFAX)
Aidi MARZOUKI (LGC- ISET RADES)
Karim MILED (LGC-ENIT)
Jamel NEJI (LAMOED-ENIT)
Abdelhamid R'MILI (LGC-ENSIT)
Basma SAMET (LCI-ENIS)
Hatem ZENZRI (LGC-ENIT)

scpc comptoir hammami مصرف الحمامي
CON MIX Building History
SOBIG
Sika BÂTIR LA CONFIANCE