

Impact de la Réaction Alkali-Granulats (RAG) sur le fluage tardif du béton

LACOMBE Clément¹

¹LMDC, Université de Toulouse, INSA/UPS Génie Civil, 135 Avenue de Rangueil, 31077 Toulouse.

RESUME La durabilité et le comportement structural des ouvrages d'art peuvent être affectés par la Réaction Alkali-Granulats (RAG). En effet, les gonflements induits par la RAG peuvent entraîner une modification du champ de contrainte initial. Pour mieux comprendre le couplage entre RAG et fluage, une étude comparative a été menée sur deux formulations ne se distinguant que par la réactivité de leurs gravillons. Leurs déformations longitudinales et orthoradiales ont été évaluées par l'intermédiaire de capteurs à fibre optique. En phase libre de chargement, de rapides gonflements isotropes ont ainsi pu être observés sur les éprouvettes réactives. Aux 2/3 du potentiel de gonflement, des éprouvettes réactives et non réactives ont été soumises à un fluage de compression uniaxial. Le développement de la réaction sous chargement tardif a engendré un supplément de fluage entraînant une résorption de 54 % des gonflements libres dans la direction chargée, qui ont été reportés dans les directions libres. De ces observations, des hypothèses sur l'évolution de la fissuration de RAG sous chargement tardif ont pu être émises.

Mots-clefs Réaction Alkali-Granulats, Fluage, Capteurs à fibre optique

I. INTRODUCTION

De nombreux ouvrages aujourd'hui atteints de la Réaction Alkali-Granulats (RAG) ont été construits avant la découverte de cette pathologie. Il s'agit d'une réaction endogène au béton dont le développement nécessite la présence simultanée des trois facteurs suivants (Diamond, 1975) :

- Une quantité d'alcalins supérieure à 5 kg/m³ de béton (FD P18-464) ;
- Des granulats classés Réactifs (R) ou Potentiellement Réactifs (PR) (NF P18-594) ;
- Une humidité relative supérieure à 70 %
- selon (Poole, 1992).

Le produit de réaction est un gel silico-alcalin dont le développement engendre un gonflement des granulats réactifs (Godart et Le Roux, 2008). Cela entraîne des contraintes de traction aux abords des granulats réactifs et la fissuration de la matrice. Ces effets de la RAG, fissuration et gonflement, sont également visibles à l'échelle macroscopique. Ayant pour origine une réaction chimique, la cinétique de gonflement est accélérée par une hausse de la température (Larive, 1997). Son amplitude est quant à elle dépendante du volume de gel produit. Des observations sur ouvrages montrent l'arrêt du gonflement dans la direction chargée pour une contrainte supérieure à 8 MPa (Charlwood, 1994). Néanmoins, cette atténuation des désordres macroscopiques n'indique en aucun cas l'arrêt de la réaction, et le report du gonflement dans les directions libres peut être observé (Larive, 1997) (Multon, 2003) (Smaoui, 2003).

La réaction entraîne un endommagement du béton qui se traduit par une baisse de son module d'élasticité. Son impact sur la résistance à la compression n'est pas acté (Mohammadi et al, 2020). De par leurs complexités de mise en œuvre, la majorité des essais étudiant le fluage d'un béton réactif a été réalisée en appliquant un chargement synchrone à l'initiation de la réaction. Dans cette configuration, le fluage n'est pas impacté par la réaction (Larive, 1997) (Multon, 2003) (Smaoui, 2003). Dans le cas d'un chargement tardif, un fluage plus important du béton réactif qui ne perdure pas dans le temps est observé (Reinhardt et al, 2019). Cette analyse doit néanmoins être tempérée puisque l'application du chargement a nécessité de modifier les conditions de conservation du béton, ce qui a probablement entraîné l'arrêt de la réaction pendant le fluage.

De par leur géométrie, les gonflements libres de RAG de certains ouvrages réels peuvent se retrouver empêchés, ce qui entraîne cette sollicitation tardive. Afin d'étudier le comportement sous charge d'un béton après un gonflement de RAG significatif, deux bétons qui ne diffèrent que par la sensibilité de leurs gravillons à la RAG ont été formulés. Comme schématisé en figure 1, le découplage et l'évaluation de la part de chaque phénomène a été possible par les mesures en parallèle des déformations de ces deux formulations durant la phase non chargée puis celle chargée tardivement. L'utilisation de fibres optiques pour acquérir les déformations longitudinales et orthoradiales du béton a permis de conserver les éprouvettes dans des conditions optimales au développement de la RAG pendant la totalité des essais.

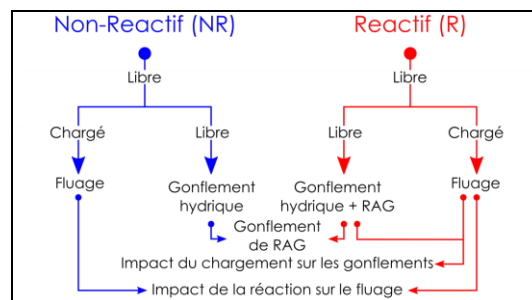


FIGURE 1. Schéma de principe du découplage des phénomènes

II. MATERIELS ET METHODES

A. Sources et granulométries des granulats

Des granulats classés PR (Potentiellement Réactifs) et NR (Non-Réactifs) selon la norme (NF P18-594) ont été utilisés dans cette étude. Ils sont respectivement produits par concassage d'un calcaire du Tournaisien connu pour sa réactivité, et du Boulonnais. Le choix s'est porté sur ces matériaux puisqu'ils présentaient l'intérêt d'être comparables en termes de propriétés mécaniques avec des modules d'Young de 80 GPa et 79 GPa respectivement pour le PR et le NR et des coefficients de Poisson identique et égaux à 0,31 (Makani, 2011).

Toujours par souci de comparaison, les gravillons ont été tamisés pour avoir un refus total des particules fines afin de ne conserver que les plus grosses particules comme réactives. Les gravillons ont aussi été tamisés pour avoir 100 % de passant à 10 mm. En limitant la taille des particules réactives, l'asymptote des gonflements est aussi diminué et donc atteinte plus rapidement atteinte (Poyet, 2003). De ce fait la totalité des gonflements ont ainsi pu être observés.

B. Formulation des bétons

Les deux formulations ne se distinguaient que par le type de gravillons et étaient identiques en termes de proportions et natures des autres constituants. Le rapport gravillons sur sable était de 1,5 et le rapport massique eau efficace sur ciment était de 0,46. La teneur en ciment Portland ordinaire (CEM I 52.5 N CE PM-ES-CP2 NF) était de 410 kg/m³ de béton et celle en sable (0-4 mm) de 720 kg/m³, le sable étant non-réactif dans les deux bétons. La teneur massique des gravillons (4-10 mm) était légèrement différente d'une formulation à l'autre. Elle était respectivement de 1088 kg/m³ pour le béton non-réactif (NR) et 1084 kg/m³ pour le béton réactif (R). Cette différence s'expliquait par la différence de densité des gravillons. La teneur en équivalent d'oxyde de sodium des deux bétons a été dopée à 5,125 kg/m³ de béton. Le dopage a été effectué par ajout de soude dans la solution de gâchage et assurer ainsi l'initiation de la solution.

C. Conservation des éprouvettes

Les conditions de conservation thermique, hydrique et chimique ont été identiques pour la totalité des éprouvettes. Après le démoulage, 1 jour après le coulage, les éprouvettes ont été totalement immergées dans une solution alcaline dosée à 1 mol/l de NaOH. Cette opération a permis d'assurer l'initiation de la réaction par un degré de saturation élevé du béton et d'éviter la lixiviation des alcalins. Les éprouvettes ont été conservées dans cette solution durant toute la durée de l'étude pour éviter la lixiviation des alcalins et par conséquent l'arrêt de la RAG.

Les 28 premiers jours après coulage la température de conservation a été maintenue constante à 20°C afin de ne pas modifier la cinétique d'hydratation du béton. Après cette cure, la solution a été chauffée à 38°C, température maintenue constante jusqu'à la fin de l'étude.

Le chargement de fluage en compression uniaxial a été appliqué lorsque les 2/3 du potentiel de gonflement du béton R a été atteint, ce qui s'est produit 110 jours après le début du chauffage. La charge de 13,6 MPa correspondait à 30 % de la résistance à la compression du béton NR à date de mise en charge. Elle a été maintenue pendant une période de 231 jours à l'issue de laquelle la réaction paraissait achevée. Du point de vue expérimental, ces essais ont été réalisés grâce à des bâtis de fluage équipés de vérins plats hydrauliques indépendants et d'accumulateur d'azote afin de maintenir la pression dans le circuit constante.

L'ensemble des éprouvettes, de la solution de conservation et des bâtis de fluage ont été placés dans une enceinte climatique. Ce dispositif d'essai a permis d'assurer un maintien de la température à $\pm 0,3^\circ\text{C}$, avec une humidité relative élevée de 98 % ± 2 % afin d'éviter l'évaporation de la solution de conservation. Le programme expérimental se divise en quatre étapes :

- **PHASE 1 (de 1 à 28 jours) :** Cure en solution à 20 °C ;
- **PHASE 2 (de 28 à 138 jours) :** Conservation des éprouvettes en solution et à 38 °C pour accélérer les gonflements libres de RAG jusqu'à 2/3 de leur potentiel ;
- **PHASE 3 (de 138 à 369 jours) :** Phase en solution et à 38 °C, sous contrainte uniaxiale constante pour certaines éprouvettes et sans chargement pour les autres. La fin de cette phase correspond à l'arrêt de la RAG constatée sur les éprouvettes libres ;
- **PHASE 4 (de 369 à 400 jours) :** Recouvrance différée pour les éprouvettes ayant été chargées. Etape effectuée en solution et 38 °C sans reprise des gonflements.

D. Suivi des déformations des éprouvettes

Pour chaque formulation, 11 éprouvettes cylindriques d'une hauteur de 22 cm et de diamètre 11,28 cm ont été confectionnées. Sur ce nombre, 8 ont servi à deux campagnes d'essais ayant permis d'évaluer normativement le module d'Young et la résistance à la compression des bétons. Elles ont été effectuées en fin de phase 1 et 2, chacune nécessitant 4 éprouvettes. Les éprouvettes laissées libres durant la totalité des essais et celle destinées à être chargées pendant la phase 3 ont chacune été instrumentée avec deux fibres optiques noyées. Le positionnement des fibres optiques dans l'éprouvette est présenté en figure 2 et a permis d'évaluer la déformation axiale de l'éprouvette pour celle représentée en rouge et la déformation orthoradiale pour celle en bleu.

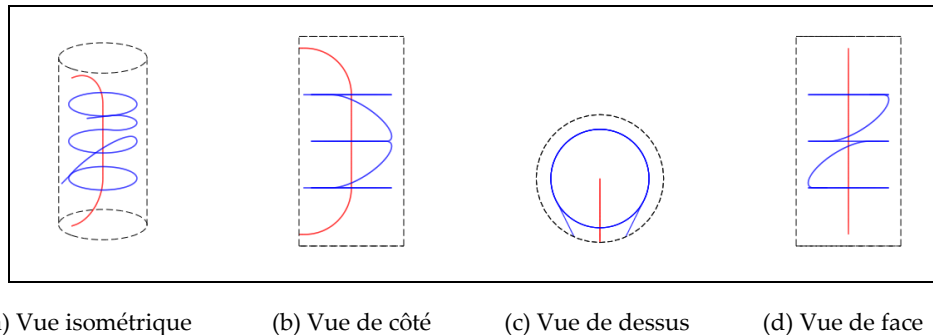


FIGURE 2. Disposition des fibres optiques dans l'éprouvette (longitudinale en bleu et orthoradiale en rouge)

III. RESULTATS : Evolution des propriétés mécaniques

Les résultats sont présentés dans le tableau 1. Une différence entre la résistance à la compression des deux formulations de +12,9 % a été observée à la fin de la phase 1. Cette différence pourrait peut-être avoir pour origine une meilleure adhérence des gravillons PR avec la matrice cimentaire. La RAG n'a pas eu d'influence sur la résistance à la compression. En effet, la différence entre les deux formulations à la fin de la phase 2 est de +14,7 %. Sa valeur reste similaire à celle observée en fin de phase 1 malgré le développement de la RAG sans chargement sur la période. A l'inverse, le module d'Young est largement impacté par la RAG. Avant initiation de la réaction, les modules sont du même ordre de grandeur. A l'issue de la phase 2, la RAG a entraîné une diminution de 6,7 % du module du béton R par rapport à sa valeur à 28 jours, alors que pour le module du béton NR gagne +6,0 %.

TABLEAU 1. Evolutions des propriétés mécaniques aux bornes de l'étape 2

Formulation :	Non-Réactive	Réactive	Ecart Relatif
Résistance à la compression [MPa]			
Fin de la cure - fin Phase 1 (28j) :	37,6 ± 0,9	42,4 ± 0,4	+12,9 %
Avant chargement - fin Phase 2 (132j) :	45,2 ± 1,4	51,9 ± 0,8	+14,7 %
Evolution entre les deux dates :	+20,3 %	+22,3 %	+1,9 %
Module d'Young [GPa]			
Fin de la cure - fin Phase 1 (28j) :	38,2 ± 0,9	36,1 ± 0,1	-5,7 %
Avant chargement - fin Phase 2 (132j) :	40,5 ± 0,8	33,6 ± 0,4	-17,0 %
Evolution entre les deux dates :	+6,0 %	-6,7 %	-12,7 %

IV. RESULTATS : Evolutions des déformations longitudinales et orthoradiales

Les évolutions des déformations longitudinales et orthoradiales durant toute la durée des essais depuis la date de décoffrage sont respectivement présentées dans la figure 3 par des symboles carrés et circulaires. La colonne de gauche concerne les éprouvettes libres et celles de droite celles qui sont chargées durant la phase 3. Sur les encarts A-1) et A-2), le comportement des éprouvettes non-réactives est indiqué par les courbes bleues quand les rouges sont réservées aux réactives. Les courbes en vert situées dans les encarts B-1) et B-2) représentent la différence par direction entre les déformations entre les deux bétons et servent de base au calcul des traces des déformations volumiques présentées en noir dans les encarts C. Ces évolutions correspondent aux déformations liées aux gonflements de RAG à partir de 40 jours après le coulage.

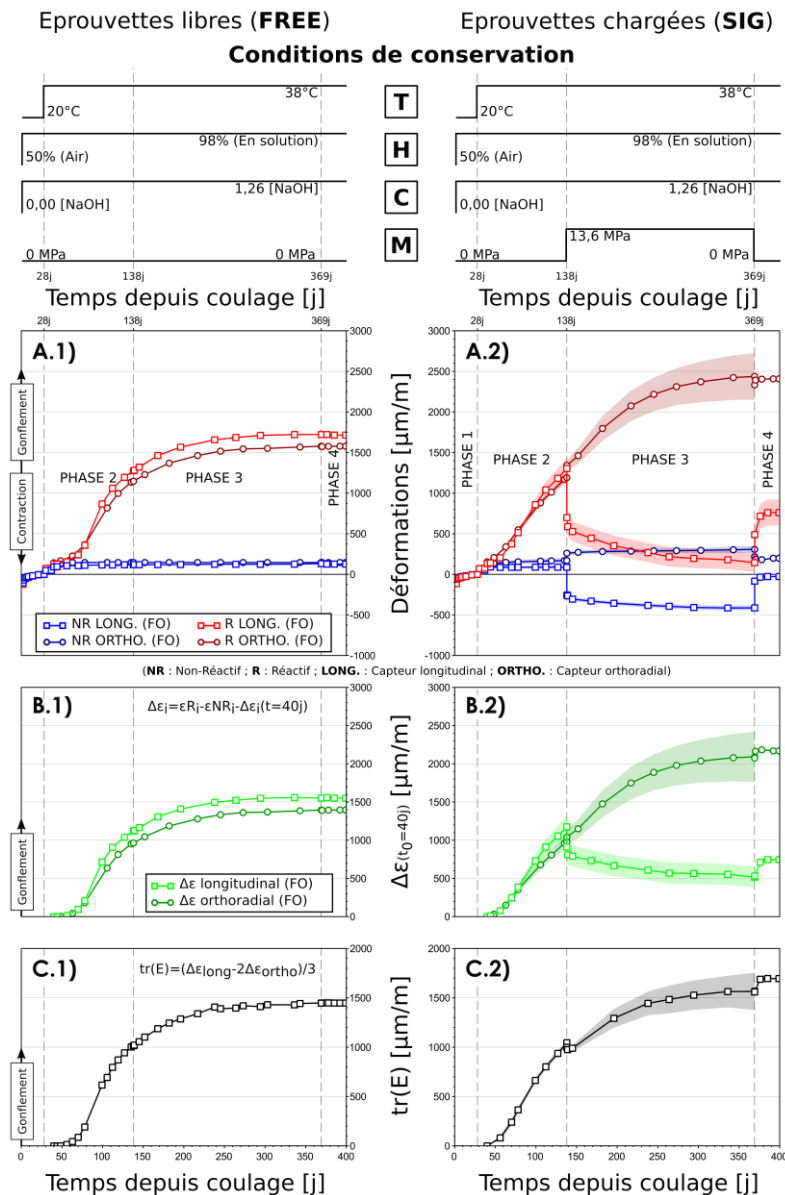


FIGURE 3. Evolutions des déformations longitudinales et orthoradiales en fonction du cas de chargement.

A. Evolution des éprouvettes libres durant toutes les phases de l'essai

Le béton NR présente un gonflement isotrope de $34 \mu\text{m/m}$ à la fin de la phase 1. Il est la conséquence de l'absorption d'eau par capillarité du béton et de la saturation du béton suite à son immersion 1 jour après coulage. Le gonflement lui aussi isotrope qui se produit à 28 jours sur la figure 3.A.1 correspond à la dilatation thermique du béton qui fait suite à la hausse de température. Le coefficient du béton NR est estimé à $5,4 \mu\text{m/m/K}$.

Durant les 28 premiers jours, le comportement du béton R est identique à celui du béton NR. Les gonflements de RAG sont isotropes comme visible dans l'encart B.1. La trace de la déformation volumique visible en figure 3.C.1 atteint une valeur finale de $1448 \mu\text{m/m}$. Son évolution en sigmoïde est typique des gonflements de RAG.

B. Evolutions des éprouvettes libres puis soumises au fluage en compression

Pour les phases 1 et 2, le comportement libre des éprouvettes destinées à être en chargées est identiques à celui des éprouvettes laissées libres pendant la totalité des essais. Il en est de même pour les traces des déformations volumiques qui sont respectivement égales $1045 \mu\text{m/m}$ et $1016 \mu\text{m/m}$ à la fin de la phase 2 pour les éprouvettes destinées au chargement et celles laissées libres.

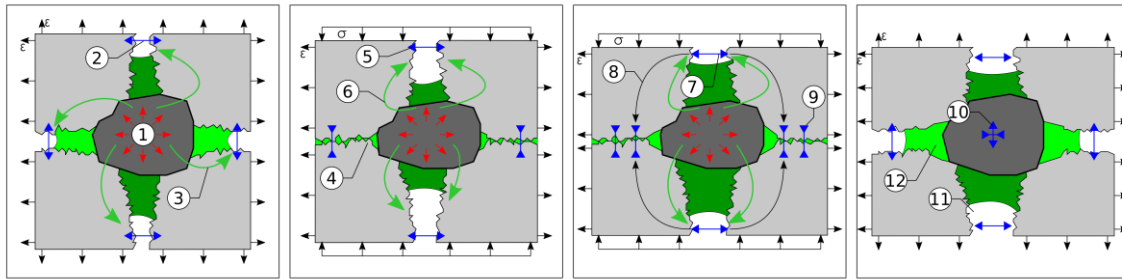
Après 231 jours sous charge uniaxiale constante, les déformations longitudinales totales sous charge du béton sont respectivement de $501 \mu\text{m/m}$ et $1160 \mu\text{m/m}$ pour le béton NR et R. La part élastique de ces déformations représente 67 % dans le cas du béton NR contre 35 % pour le béton R. Comme visible sur la figure 3.B.2, le fluage plus rapide du béton R se traduit par une résorption finale de 56 % des gonflements longitudinaux libres. Au moment du chargement cette valeur est de 6 % et correspond à la différence entre les modules d'élasticités des deux formulations à cette échéance. Suite au fluage plus rapide du béton R elle atteint 34 % après 15 jours sous charge et 51 % après 150 jours.

Durant la période sous charge les déformations orthoradiales de RAG augmentent de $1109 \mu\text{m/m}$ contre $431 \mu\text{m/m}$ pour celles des éprouvettes laissées libres. Cette différence implique un report total des gonflements dans les directions non chargées. Sa totalité est justifiée par les traces de déformations volumiques similaires à 369 jours avec respectivement $1448 \mu\text{m/m}$ pour le cas libre et $1565 \mu\text{m/m}$ pour le cas chargée. Une latence de ce report est observable dans l'encart C.2.

La recouvrance différée des éprouvettes réactives est plus importante que celle des non-réactives et aucun retour élastique est observé orthoradialement sur les éprouvettes réactives. Un surplus de gonflement est donc observable sur les directions dans l'encart B.2 de la figure 3. Cela se traduit par une augmentation de 10 % de la trace des déformations.

V. EXPLOITATION DES RESULTATS

Le comportement macroscopique du béton R sous charge tardif a été associé à une évaluation détaillée des profils de déformations brutes obtenues par les capteurs à fibre optique. Cette analyse complémentaire des résultats aux deux échelles a permis de proposer une évolution hypothétique de la fissuration induite par la RAG dans le cas d'un chargement tardif. Elle est schématisée en figure 4 dans laquelle chaque sous figure représente une période précise du programme d'essai.



(a) 40j à 138j - libre (b) 138j à 153j - chargé (c) 153j à 369j - chargé (d) 369j à 400j - libre

FIGURE 4. Evolution schématisée de la fissuration induite par la RAG dans le cas d'un chargement tardif

Lors du développement libre de la réaction (a), la production de gel entraîne un gonflement du granulat (1). Ce gonflement induit des contraintes orthoradiales de traction (2) à l'origine d'une fissuration orthotrope de la matrice autour du granulat. Le gel produit, de par sa fluidité, se diffuse dans les fissures (3). A court terme après le chargement uniaxial (b), la contrainte appliquée entraîne une refermeture de la fissure perpendiculaire au chargement, et la mise en pression du gel. (4). Dans le même temps, la fissure verticale s'ouvre par effet Poisson ce qui décharge le gel dans cette fissure (5). Ce différentiel de pression entraîne un remplissage préférentiel de la fissure verticale par le nouveau gel produit (6). Le temps nécessaire à son remplissage explique la latence dans le report des gonflements. A long terme et jusqu'à la fin de la réaction (c), la totalité du nouveau gel produit est dirigé vers la fissure parallèle à l'axe de chargement, continuant ainsi son ouverture (7). Cela pourrait expliquer le report des gonflements dans les directions libres. Ce gonflement entraîne un écoulement de contrainte autour du granulat qui se traduit par un surplus de fluage de la matrice au voisinage du granulat (8) par rapport à celui de la matrice plus éloignée du granulat (9). Une fois la réaction terminée, ce surplus disparaît, ce qui explique une cinétique de fluage similaire entre les deux formulations au-delà. La décharge des éprouvettes (d) entraîne une décharge et un retour élastique du granulat (10) qui se traduit par une ouverture supplémentaire de la fissure verticale (11). Dans le même temps, la pression du gel dans la fissure horizontale diminue et entraîne un surplus de recouvrance (12). La réouverture simultanée des deux types de fissures explique le surplus de gonflement visible lors de l'étape 4 et étant donc la conséquence d'un chargement tardif.

VI. CONCLUSION

L'étude comparative des déformations sous charge d'un béton réactif après un gonflement significatif avec celui d'un non-réactif a amené aux conclusions suivantes :

- A 2/3 du potentiel de gonflement total atteint, la RAG induit une réduction de 12,7 % du module d'élasticité mais n'affecte pas la résistance en compression ;
- Le fluage à court terme d'un béton atteint de RAG sous 30 % de la résistance en compression du béton est plus important que celui d'un béton sain ;
- Suivant l'axe de chargement, jusqu'à 54% des gonflements de RAG ont été résorbés lors du fluage tardif ;

- Sous chargement tardif le report des déformations dans les directions libres est total ;
- Le chargement tardif entraîne un surplus de gonflement volumique de 10 % ;
- Pour modéliser correctement le comportement du béton, il est important de prendre en compte l'écoulement des contraintes dans la matrice.

REFERENCES

Makani, A, Vidal, T, Pons, G & Escadeillas G (2010), 'Time-dependent behaviour of high performance concrete: Influence of coarse aggregate characteristics', Proceedings of the 14th International Conference on Experimental Mechanics, EDP Sciences, pp. 3002–3010. <https://doi.org/10.1051/epjconf/20100603002>.

Charlwood, RG (1994), 'A review of alkali-aggregate reactions in hydro-electric plants and dams', International Journal on Hydropower and Dams, vol. 1, pp. 77–80.

Diamond, S (1975), 'A review of alkali-silica reaction and expansion mechanisms 1. alkalies in cements and in concrete pore solutions', Cement and Concrete Research, vol. 5, no. 4, pp. 329–345. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(75\)90089-7](https://doi.org/10.1016/0008-8846(75)90089-7)

FD P18-464 (2014), 'Béton - Dispositions pour prévenir les phénomènes d'alcali-réaction', Fascicule de documentation, AFNOR

Godart, B & Le Roux A (2008), 'Alcali-Réaction Dans Les Structures En Béton Mécanisme, Pathologie Et Prévention', Sciences pour l'ingénieur, vol. TIB240DUO, no. c2252.

Larive, C (1997), 'Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques', PhD Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Mohammadi, A, Ghiasvand, E, & Nili, M (2020), 'Relation between mechanical properties of concrete and alkali-silica reaction (ASR) ; a review', Construction and Building Materials, vol. 258, no. 119567. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119567>

Multon, S (2003), 'Evaluation expérimentale et théorique des effets mécaniques de l'alcali-réaction sur des structures modèles', PhD Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

NF P18-594 (2015), 'Granulats - Méthodes d'essai de Réactivité Aux Alcalis', Norme Française, AFNOR

Poole, AB (1992) 'Alkali-Silica Reactivity Mechanisms of Gel Formation and Expansion', Proceedings of the 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction, London (England), pp. 782–789.

Poyet, S (2003) 'Étude de la dégradation des ouvrages en béton atteints par la réaction alcali-silice : approche expérimentale et modélisation numérique multi-échelles des dégradations dans un environnement hydro-chemo-mécanique variable, PhD Thesis, Université de Marne-la-Vallée.

Reinhardt, HW, Özkan, H & Mielich, O (2019), 'Creep of concrete as influenced by the rate of expansion due to alkali-silica reaction', Structural Concrete, vol. 20, no. 5, pp. 1781–1791. <https://doi.org/10.1002/suco.201900133>.

Samoui, N (2003), 'Contribution à l'évaluation du comportement structural des ouvrages d'art affectés de réaction alcali-silice (RAS)', PhD Thesis, Faculté des Sciences et de Génie de l'Université de Laval.