

OUTILS D'ÉVALUATION DE L'ENDOMMAGEMENT DES BÉTONS ATTEINTS DE RAG

Sanchez, L.¹; Fournier, B.¹.; Jolin, M.²

¹ Département de géologie et de génie géologique, Université Laval, Québec, QC, Canada

² Département de génie civil, Université Laval, Québec, Qc, Canada

Résumé

La réaction alcalis-granulats (RAG) fait partie des principaux processus affectant la durabilité des infrastructures en béton à travers le monde. Aujourd'hui, la majorité des experts du sujet s'entendent pour dire qu'il y a assez d'approches existantes (pratiques normalisées, essais en laboratoire) qui permettent de contrôler efficacement les risques de RAG dans les nouveaux bétons d'infrastructure. Toutefois, il n'y a présentement pas de consensus quant aux méthodes permettant de traiter efficacement un élément structural de béton atteint de RAG. Pour cette raison, de nombreux ingénieurs et chercheurs tentent actuellement de développer des outils permettant de déterminer l'état actuel (diagnose) et le potentiel d'expansion / de détérioration future (prognose) de ces bétons, étapes essentielles dans la sélection d'une méthode efficace de réfection des infrastructures atteintes de RAG. Dans ce contexte, Bérubé et coll. (2005) ont développé un outil global de gestion de structures affectées par la RAG basé sur une série d'essais de laboratoire (surtout le Stiffness Damage Test (SDT) et le Damage Rating Index (DRI)). Quoique prometteurs, ces essais possèdent encore plusieurs paramètres dont l'impact n'est pas encore bien compris, ce qui réduit l'applicabilité de l'outil en question à une vaste gamme de bétons (e.g. différentes formulations, variétés de granulats, différents types de mécanismes d'endommagement, etc.). Cet article présente une évaluation critique des différents paramètres des deux principaux essais proposés par Bérubé et coll. (2005). Le caractère diagnostique des différents paramètres diagnostiques de l'essai SDT ont été analysés par rapport à l'expansion des éprouvettes de béton et les résultats montrent que l'essai devrait être effectué avec un pourcentage de la résistance de conception (idéalement 40 %) au lieu d'un chargement fixe (comme précédemment suggéré dans la littérature). Des paramètres tels que l'hystérésis au cours des cinq cycles, le module d'élasticité moyen du deuxième et troisième cycles, ainsi que la déformation plastique au cours de l'essai semblent donner de bonnes corrélations avec l'expansion atteinte par un échantillon de béton affecté de RAG. Le DRI semble aussi être un très bon outil pour la caractérisation de l'état d'endommagement de bétons par la RAG.

1. INTRODUCTION – MISE EN CONTEXTE

Plusieurs processus de dégradation affectent la durabilité à long terme des infrastructures de béton. Parmi ceux-là, la réactivité alcalis-silice (RAS) engendre la fissuration, la dégradation prématurée et peut réduire la durée de vie utile et la stabilité de la structure affectée. Bérubé et al. (2005) ont récemment développé, pour le compte de Transports Québec, un outil global de gestion de structures affectées par l'alcali-réaction impliquant une série d'essais effectués en laboratoire (sur carottes) et/ou sur le terrain (essais in-situ). Cette stratégie d'évaluation et de gestion comprend différentes étapes d'investigation et un suivi plus ou moins assidu par la suite, selon la nature de l'étude et les objectifs recherchés, tout en étant constamment réévaluée au fur et à mesure que de nouvelles données sont disponibles. Toutefois, les essais de laboratoire utilisés dans ce programme d'investigation, notamment l'essai cyclique de chargement/déchargement en compression (*Stiffness Damage Test* - SDT) et la méthode d'analyse pétrographique quantitative de l'endommagement du béton (Damage Rating Index – DRI), quoique prometteurs, possèdent encore plusieurs paramètres dont l'impact n'est pas encore bien compris ou contrôlé, ce qui réduit leur applicabilité à une vaste gamme de bétons (e.g. différentes formulations, variétés de granulats réactifs, etc.).

Le programme de recherche réalisé à l'Université Laval pour le compte du Ministère des Transports du Québec vise donc à mieux comprendre l'impact de divers paramètres sur les résultats des essais mentionnés précédemment (SDT et DRI). Les sections suivantes présentent tout d'abord de l'information générale sur l'alcali-réaction et sur le processus d'évaluation de l'état d'endommagement du béton. Ces sections seront suivies d'une description du projet de recherche et d'une présentation des principaux résultats obtenus à ce jour.

2. GÉNÉRALITÉS – RÉACTIONS ALCALIS-GRANULATS (RAG) ET MESURE DE L'ENDOMMAGEMENT DU BÉTON

2.1 Réaction alcalis-granulats (RAG) - Définitions

La réaction alcalis-granulats (RAG) est une réaction chimique qui se produit entre la solution interstitielle du béton, fortement basique ($\text{pH} \geq 13$) et alcaline (constituée d'hydroxydes alcalins en solution, NaOH et KOH) et certaines phases minérales instables dans de telles conditions et qui sont présentes au sein des particules des granulats grossiers ou fins (Bérubé et coll., 2005). La RAG peut provoquer la détérioration précoce et réduire la durée de vie utile des ouvrages qui en sont atteints.

La RAG peut être divisée en deux catégories, soit la réaction alcalis-silice (RAS) et la réaction alcalis-carbonate (RAC), selon la nature des phases minérales en cause et les mécanismes de réaction et d'expansion impliqués. La RAS est de loin la plus communément rencontrée à travers le monde (Fournier & Bérubé 2000).

2.2 Réaction alcalis-silice (RAS)

La RAS est observée dans la plupart des régions du Canada, ainsi que dans plus de 50 pays à travers le monde. Cette réaction est fondamentalement liée à la solubilité/instabilité, dans des solutions à pH élevé, des variétés de silice amorphes, désordonnées,

pauvrement cristallisées, microcristallines ou cryptocristallines (CSA A23.1-Appendix B 2009).

Cette réaction génère un produit secondaire (gel de silice) qui, en présence de l'eau, engendre des forces internes d'expansion (par gonflement du gel de la réaction), induisant ainsi de la fissuration et la détérioration du béton affecté. Sur le terrain, la RAS est caractérisée par un délai d'apparition de l'expansion et de la fissuration qui peut varier de 5 à 25 ans, toujours si les autres conditions essentielles à la RAS sont satisfaites.

2.3 Influence de la RAG sur les propriétés mécaniques du béton

Généralement, la RAG engendre une chute importante de la résistance en traction ainsi que du module d'élasticité du béton (ISE, 1992). Ces deux propriétés sont significativement plus affectées que la résistance en compression qui commence à diminuer de façon significative seulement à de forts niveaux d'expansion/d'endommagement du béton (ISE, 1992) (Figure 1 et Figure 2).

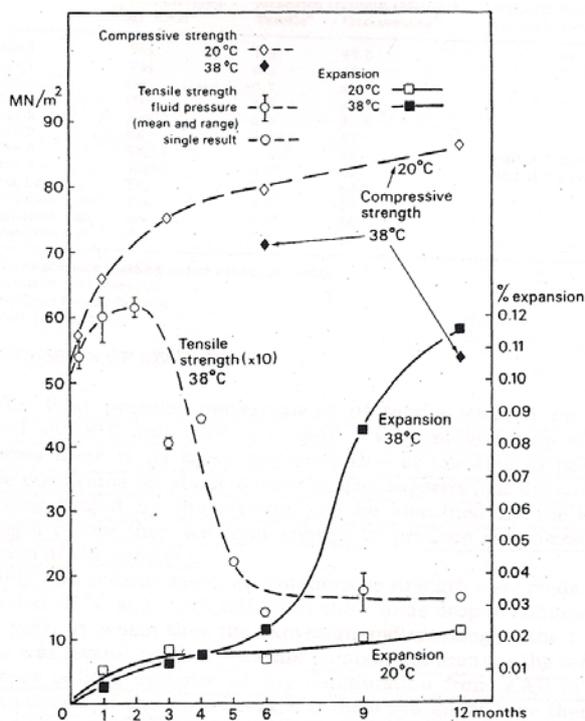


Figure 1. Expansion et développement de résistances en traction et en compression de bétons conservés à 20 °C et 38 °C (Nixon & Bollinghaus, 1985).

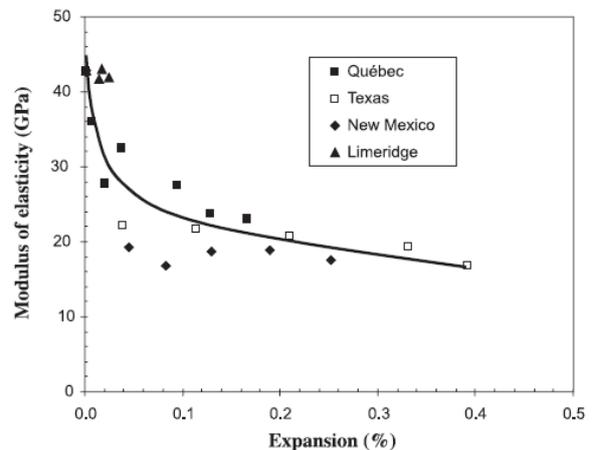


Figure 2. Chute de module d'élasticité en fonction de l'expansion (Smaoui et coll., 2004).

Ce comportement classique de la RAG sur les propriétés du béton suggère que la microfissuration causée par ce mécanisme peut être identifiée avant même que le matériau n'atteigne des niveaux significatifs d'expansion et de microfissuration causant une chute importante de résistance en compression (Smaoui et coll. 2004, BCA 1992, Nixon & Bollinghaus, 1985).

Cependant, jusqu'à présent, les résultats présentés dans la littérature sont empiriques et parfois contradictoires. Alors, pour mieux comprendre le rôle de la microfissuration associable à la RAG sur les propriétés mécaniques du béton, il devient important d'étudier et de développer des outils qui puissent évaluer l'état actuel d'endommagement d'un élément détérioré ainsi que sa correspondance avec le niveau d'expansion atteint.

Même s'il existe encore certains doutes et contradictions quant aux chutes de propriétés mécaniques du béton engendrées par la RAG, une façon intéressante de démontrer cette perte en fonction du degré d'endommagement s'exprime à travers du concept du « d ». Le « d », qui est défini comme une « variable d'endommagement », a été proposé par des chercheurs français (MULTON et al., 2009) et représente le pourcentage de détresse atteint par un matériau à un moment donné. Il est représenté par la formulation mathématique suivante :

$$d = 1 - P_d/P_0$$

Où :

P_d – propriété mécanique d'un matériau endommagé dans un moment donné;

P_0 – propriété mécanique initiale d'un matériau (sain);

d – variable d'endommagement (% d'endommagement subi par un matériau).

Donc, si « d » est considéré une variable d'endommagement et varie entre 0 et 1, $1-d$ peut être considéré comme la perte d'une propriété mécanique relative d'un matériau et varie entre 1 et 0. Dans le cadre de ce travail, les pertes de propriétés mécaniques seront traitées par ce concept, principalement par d .

2.4 Évaluation de l'endommagement de bétons atteints de RAG

Premièrement, il faut définir le mot « endommagement » dans le cadre de ce travail. On définit « endommagement » comme les conséquences nuisibles (mesurables) de processus/mécanismes divers (e.g. charges, retrait, fluage, RAG, gel-dégel, sulfatation, etc.) sur l'intégrité physique et les propriétés (mécaniques, en durabilité) du béton.

On sait que différents mécanismes délétères affectant la durabilité à long terme de bétons en service génèrent de l'endommagement dont la « signature » a été schématisée par la BCA (1992) (Figure 3). Par contre, un des plus gros défis au niveau de l'ingénierie consiste à établir une corrélation entre les différentes « signatures » identifiées dans des bétons en voie de dégradation et les pertes de propriétés mécaniques et en durabilité du matériau.

Plusieurs essais de nature pétrographique ont été développés à cette fin, mais ces analyses sont souvent décrites de façon narrative et qualitative. Pour cette raison, ces analyses sont toujours critiquées par les ingénieurs qui désirent avoir une évaluation plus précise de l'ampleur de l'endommagement du béton (Powers & Shrimmer, 2008).

Par contre, des études récentes du côté mécanistique suggèrent que l'essai du « Stiffness Damage Test (SDT) » possède le potentiel de devenir un outil diagnostique pour l'identification de l'endommagement du béton causé par la RAG (et autres mécanismes

délétères). Toutefois, plusieurs données et définitions des paramètres critiques de l'essai manquent encore pour que le SDT puisse remplir adéquatement cette fonction.

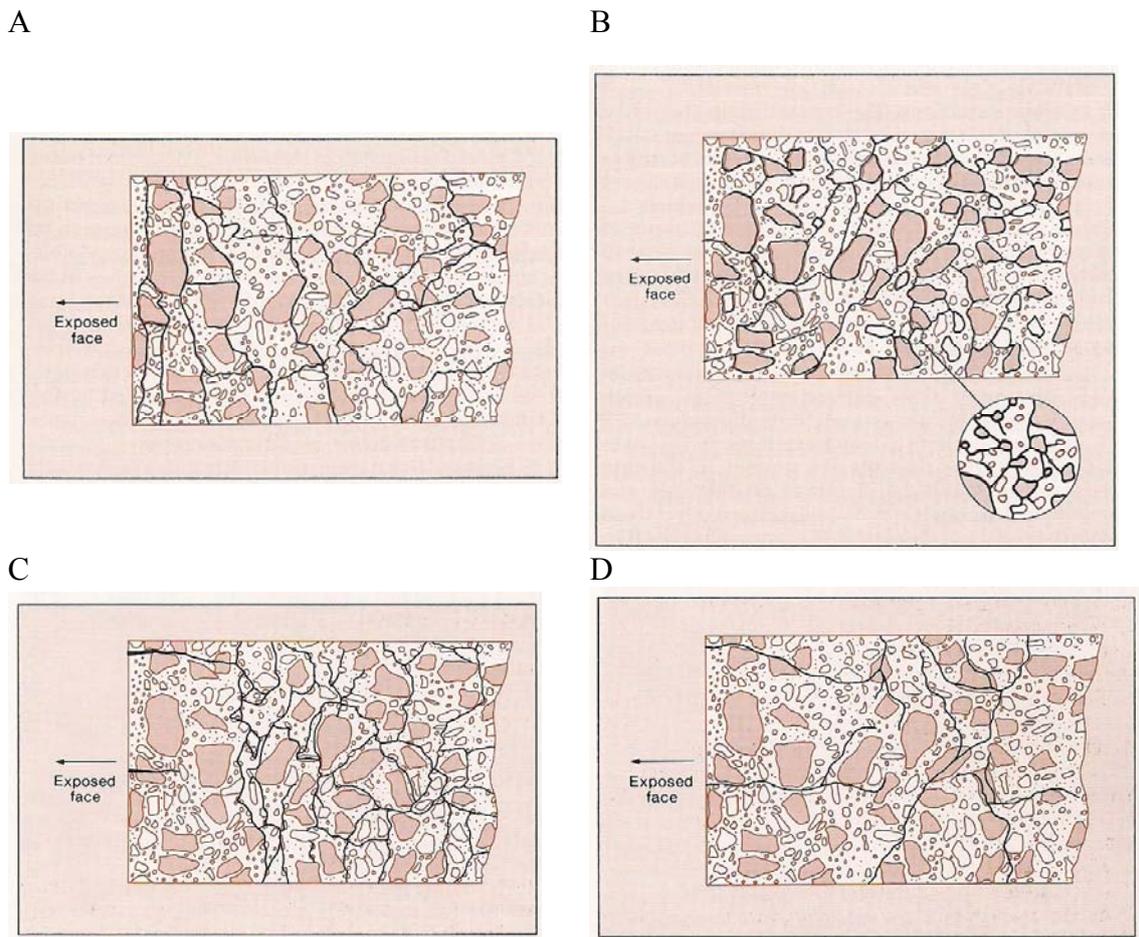


Figure 3. Fissuration interne qui peut être causée par différents mécanismes (BCA 1992). A. Action du gel-dégel. B. Sulfatation (*delayed ettringite formation*). C. RAS venant d'un sable réactif. D. RAS venant d'un gros granulat réactif.

2.5 Stiffness Damage Test (SDT)

La philosophie de l'essai SDT est de quantifier le degré d'endommagement interne du béton résultant de l'expansion causée par la RAG (Crisp et coll., 1989 ; Crisp et coll., 1993). L'idée initiale de l'essai origine de Walsh et coll. (1965) qui ont observé une corrélation intéressante entre la densité de fissures et les cycles de chargement/déchargement « contrainte/déformation » chez des roches. Crouch et coll. (1987), ayant alors pris connaissance de ces travaux, ont proposé un nouveau test pour des échantillons de béton, soit le « Stiffness Damage Test (SDT) ».

Ce test est basé sur le chargement cyclique, en compression, d'échantillons (cylindres/carottes) de béton, de diamètre ≥ 70 mm et de longueur variant entre 175 mm et 200 mm (en maintenant un rapport longueur-diamètre entre 2,5 et 2,75) (Crisp et coll., 1989). Initialement, le SDT était réalisé par l'application d'une contrainte maximale de 5,5 MPa à un taux d'application de 0,1 MPa/s. Le chargement était contrôlé par un microprocesseur et il était répété à cinq reprises. Crisp et coll. (1989, 1993), après avoir testé plus de 1000 carottes au SDT, ont conclu qu'il y avait une

corrélation très importante entre quelques paramètres d'essai et le degré et la nature de l'endommagement observé dans les échantillons. Par conséquent, les auteurs ont choisi comme réponse de l'essai les valeurs moyennes des paramètres suivants au cours des cycles 2 à 5 (Wood et coll., 1989, Crisp et coll., 1993):

- Module d'élasticité (E_c) (ou pente de la courbe contrainte - déformation); naturellement, des bétons endommagés offriront un module d'élasticité inférieur à ceux de bétons non détériorés ;
- Énergie dissipée ($H - J/m^3$) au cours des cycles 2 à 5 du processus de chargement-déchargement; des bétons endommagés montrent une aire d'hystérésis (énergie dissipée) significativement supérieure à celle de bétons non endommagés (Figure 4);
- Indice de non-linéarité (NLI); il représente le ratio entre la valeur de la pente de la courbe contrainte-déformation à la moitié de la charge ultime et la valeur de E_c . Ce paramètre donne de l'information sur la concavité ou la convexité de la courbe contrainte-déformation, en informant sur l'orientation des fissures.

Crisp et coll. (1989, 1993) ont observé que l'hystérésis du premier cycle était plus grande que celles des cycles suivants; des études plus approfondies (avec émission acoustique) ont par la suite montré qu'une détérioration significative causée par le chargement ne se produisait que lors du premier cycle. Les auteurs ont finalement conclu que les fissures ouvertes préexistantes dans les échantillons tendaient à se fermer lors du premier cycle engendrant des glissements non récupérables à l'interface de ces fissures, ce qui les a convaincus de ne pas évaluer l'énergie dissipée lors de ce cycle.

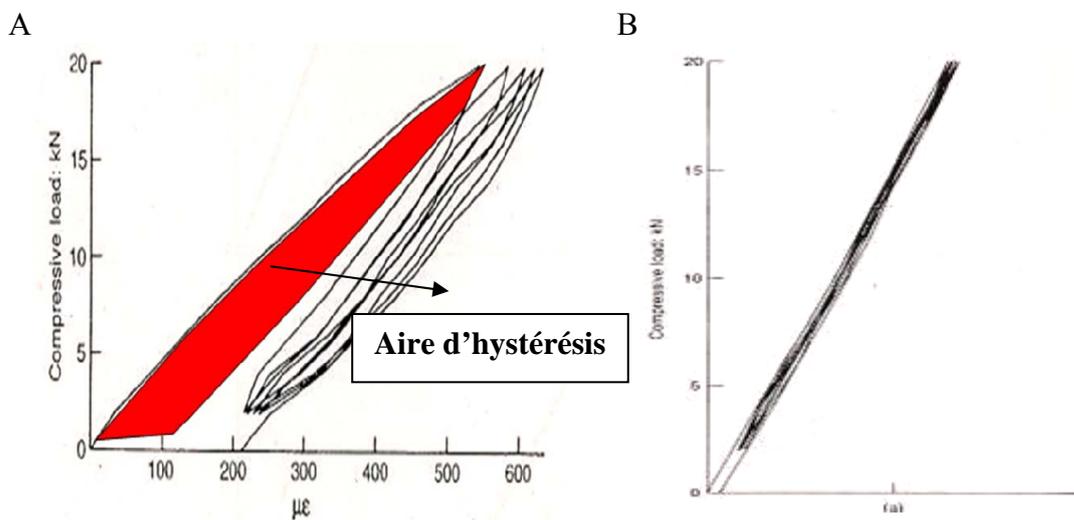


Figure 4. Énergie dissipée ($H - J/m^3$) au cours des cycles de l'essai SDT pour un béton endommagé (A) et sain (B) (Crisp et coll., 1993).

Smaoui et coll. (2004), sur la base d'essais effectués sur des échantillons de béton fabriqués en laboratoire et ayant atteints différents niveaux d'expansion (conservation à 38°C et 100% d'humidité relative) et incorporant une variété de granulats réactifs, ont proposé que la meilleure approche pour bien évaluer un béton par le SDT consistait à utiliser l'aire de l'hystérésis du premier cycle (où les fissures sont dans un niveau

maximum de contrainte), mais la charge appliquée devrait être au moins 10 MPa. Une charge inférieure ne permettait en effet pas de faire une bonne distinction entre les différents niveaux d'expansion atteints.

Les auteurs ont également évalué d'autres paramètres de l'essai, incluant la déformation plastique lors des cycles de chargement-déchargement, et ils ont trouvé que la corrélation entre l'expansion et la déformation plastique était également satisfaisante ; toutefois, ils ont remarqué des variations significatives de comportement de bétons confectionnés avec des granulats réactifs différents (soit au niveau d'hystérésis, soit au niveau de déformation plastique) (Figure 5). Ces écarts étaient possiblement associables à la nature même des granulats (fin ou grossiers) et aux différences d'endommagement interne qu'ils peuvent générer selon leur mode propre de réaction (p. ex. motif/densité/orientation de fissuration selon que l'endommagement est généré dans le granulats fin ou grossier, ou par différents types de roches, etc.).

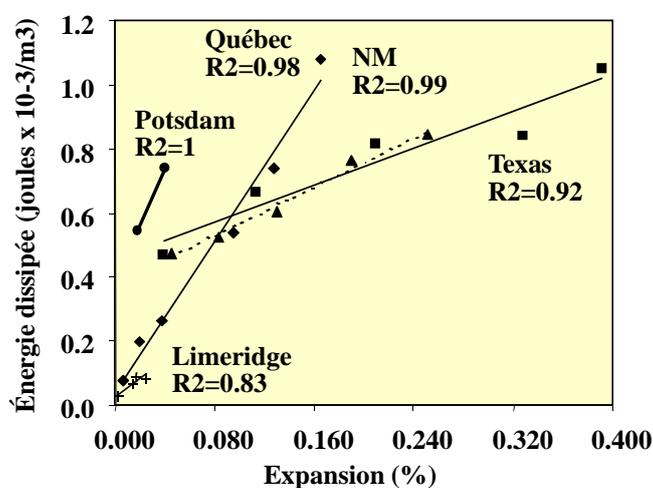


Figure 5. Corrélation entre l'expansion et l'énergie dissipée du béton incorporant plusieurs types de granulats réactifs (Smaoui et coll., 2004).

Suite à leurs travaux, Samoui et coll. (2004) ont fixé les paramètres d'analyses du SDT comme suit :

- Évaluation de l'aire de l'hystérésis du premier cycle de chargement/déchargement ;
- La déformation plastique accumulée au cours de cinq cycles de chargement-déchargement.

Il est crucial de mentionner que les travaux de Smaoui et coll. (2004) ne portaient que sur des bétons de formulation unique (420 kg/m³, e/c ~ 0,42-0,45) et que la valeur proposée de 10MPa pour le chargement à appliquer lors de l'essai ne s'applique que pour de tels types de béton. Il est donc vraisemblable de penser que l'application d'une charge unique (10MPa) pourrait entraîner des résultats fortement différents selon le type de béton (\neq formulations, \neq types de granulats fins/grossiers), et que cet écart pourrait même s'accroître avec un niveau d'endommagement croissant ; ceci demeure toutefois incertain en l'absence de données supplémentaires. Sans cette information, l'analyse de résultats d'essais SDT effectués à charge unique sur différents types de bétons (formulations et granulats réactifs, grossiers et/ou fins) peut déboucher sur des

estimations erronées du niveau d'endommagement réel et de l'expansion atteinte à ce jour.

Mentionnons finalement que le SDT a été développé à l'origine pour évaluer les effets de la RAG sur le béton. Cependant, ce test possède certainement le potentiel d'évaluer l'endommagement au sein d'autres sortes d'actions problématiques telles que cycles gel-dégel, l'action du feu, des charges d'impact, etc. (Crisp et coll., 1993). Smaoui et coll. (2004) ont d'ailleurs obtenu de bonnes corrélations entre l'expansion du béton associable aux cycles de gel-dégel et l'hysteresis du premier cycle de chargement-déchargement. Toutefois, il n'existe actuellement pas d'information permettant de reconnaître la signature propre d'un mécanisme d'endommagement par rapport à un autre pour un béton détérioré testé par le SDT. Ce manque d'information limite l'applicabilité de l'essai SDT comme outil diagnostique permettant de déterminer l'état réel d'endommagement du béton selon le mécanisme impliqué. De plus, le SDT a comme caractéristique d'être non destructif (dans la mesure où la charge utilisée est limitée); ainsi, comme le nombre d'échantillons prélevés au sein de structures est souvent limité (pour des raisons économiques), on peut songer à utiliser les mêmes carottes pour réaliser d'autres essais comme l'essai d'expansion résiduelle, des essais pétrographiques, des essais de résistance à la compression, à la traction, etc. (Crisp et coll., 1993).

2.6 Damage Rating Index (DRI)

Des méthodes pétrographiques permettant de «quantifier» les effets d'endommagement associables à la RAG ont été proposées par Sims et coll. (1992), Salomon & Panetier (1994), Grattan-Bellew & Danay 1992 et Dunbar & Grattan-Bellew (1995). Parmi ces méthodes, la dernière a récemment gagné passablement d'acceptation de la part de chercheurs aux États-Unis et au Canada (Powers & Shrimmer, 2008). La méthode du «Damage Rating Index (DRI)», développée par Grattan-Bellew & Danay (1992, 1995), consiste en effet en un comptage au stéréomicroscope (16x de grossissement) des différents indices de détérioration associés à la RAG au sein d'un grillage composé d'une série de mailles de 1cm² dessiné à la surface d'une plaque polie de béton (Figure 6). Le nombre de défauts correspondant à chacun des indices est alors multiplié par un facteur, dont l'objectif est de pondérer ces défauts par rapport à leur importance relative face à un processus de détérioration du béton associable à un mécanisme particulier, tel que l'alcali-réaction. Idéalement, une surface d'analyse doit avoir au moins 200 cm² et peut être plus grande dans le cas de bétons de masse incorporant des granulats de plus fort calibre. Toutefois, pour des fins comparatives, le décompte final du DRI est normalisé pour une surface de 100 cm² (Powers & Shrimmer, 2008).

A



B

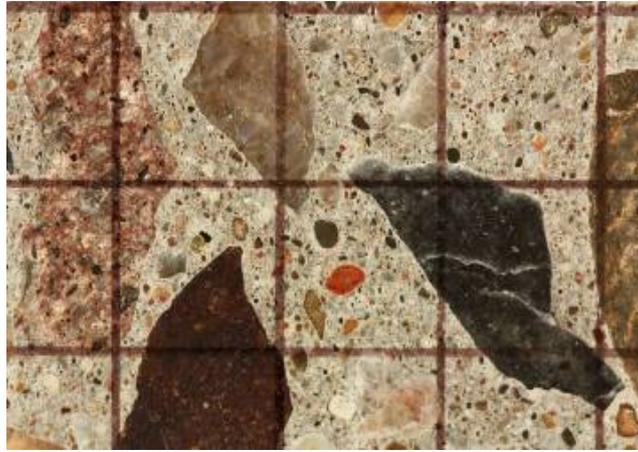
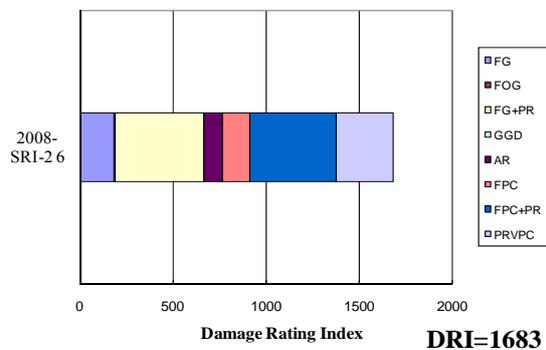


Figure 6. Essai du DRI. A. Montage microscopique utilisé pour l'essai. B. Maillage de 1cm² dessiné à la surface d'une plaque polie de béton pour la méthode DRI (Villeneuve & Fournier, 2009).

Les résultats du DRI sont souvent représentés par des graphiques qui permettent de visualiser facilement et efficacement la distribution des indices pétrographiques de réaction dans les échantillons examinés (Figure 7). Puisque les mécanismes d'endommagement générés peuvent varier d'un granulat (fin ou grossier) à un autre (cas de RAS) ou d'un mécanisme délétère à un autre (

A



B

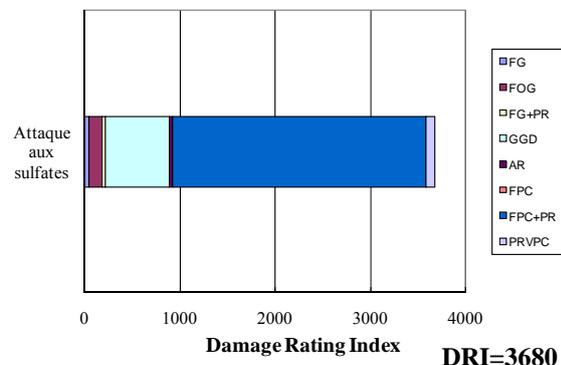


Figure 8), la meilleure chose à faire serait d'évaluer la nature et les fréquences de ces indices d'endommagement et de tenter de corréliser ces valeurs avec l'expansion et les propriétés mécaniques du matériau en voie de dégradation (Rivard et coll., 2002; Grattan-Bellew & Mitchell, 2006). Ce genre d'information est toutefois actuellement très limité. De plus, malgré que l'on puisse constater des différences pétrographiques significatives entre des bétons selon leurs différents niveaux d'endommagement visuels en service (Transtec 2010), il n'existe actuellement pas de classification (numérique) bien établie pour séparer les bétons faiblement, moyennement ou fortement endommagés.

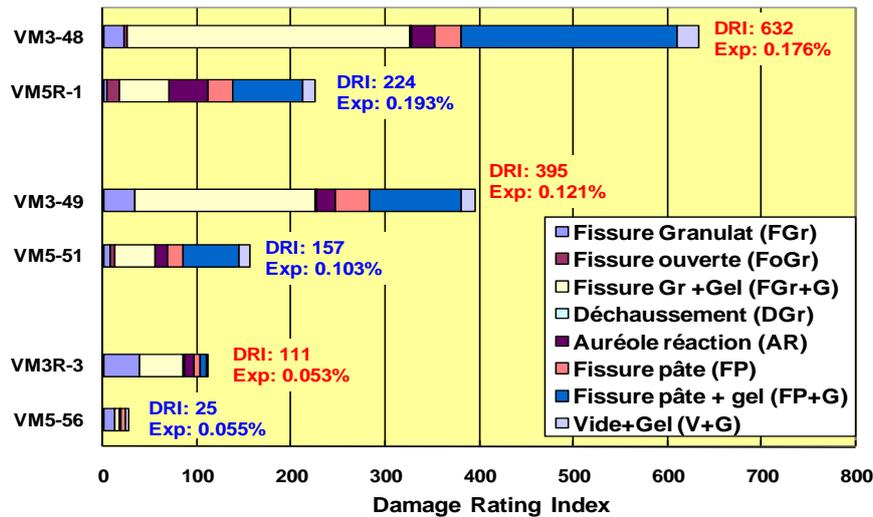


Figure 7. Graphique illustrant des valeurs de DRI pour des bétons montrant des niveaux équivalents d'expansion et ce, pour deux types de granulats différents (Villeneuve & Fournier, 2009).

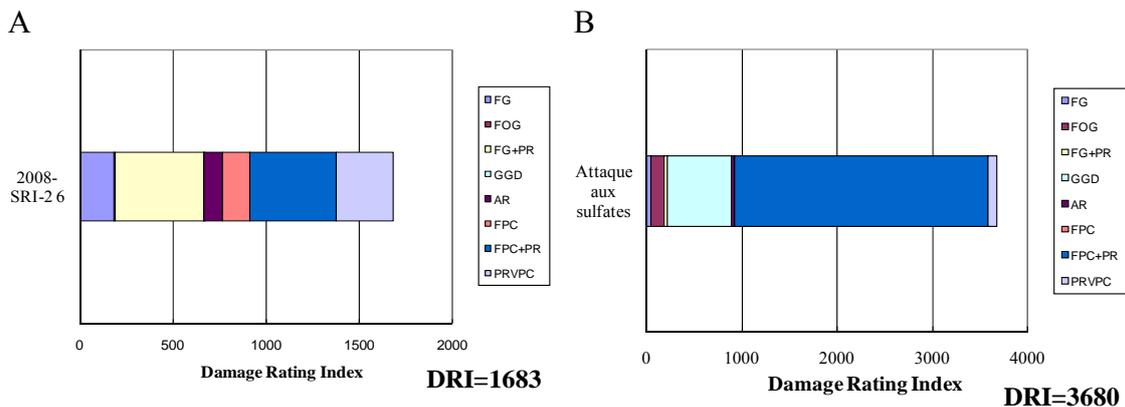


Figure 8. Nature et fréquence des indices pétrographiques d'endommagement pour les bétons atteints de RAS (A) et de DEF (B) (Villeneuve et Fournier, 2009).

Il est important de mentionner que malgré que l'essai du DRI ait été utilisé par plusieurs chercheurs, il n'y a actuellement pas de méthode normalisée; de plus, on a observé que les facteurs de pondération pouvaient varier significativement d'un opérateur ou d'une étude à l'autre (Villeneuve, 2010). Tout cela explique sans doute en bonne partie la forte variabilité de l'essai parfois observée entre les opérateurs (Villeneuve & Fournier, 2009). Villeneuve & Fournier (2009) ont proposé une modification aux facteurs de détérioration proposés par Grattan-Bellew et collaborateurs dans le cas de bétons affectés par la RAS. Cette approche distingue l'importance relative des fissures au sein des particules des granulats et de la pâte de ciment; toutefois, des facteurs de pondération semblables sont accordés lorsque les fissures sont remplies/tapissées ou non de produits de réaction. Ceci est proposé afin de réduire la variabilité entre les opérateurs associable à l'efficacité de ces derniers de reconnaître ou non la présence de ces produits au sein des fissures (Villeneuve & Fournier 2009). De plus, ces auteurs suggèrent que certains indices, tels que les auréoles de réaction et les dépôts de produits de réaction dans les vides de la pâte de ciment, même s'ils sont le témoin d'une réaction chimique, soient éliminés du calcul du DRI car ils ne correspondent pas à des indices

d'endommagement comme tels. Ces modifications ont permis de réduire le coefficient de variation entre neuf opérateurs à environ 18%, ce qui est jugé fort acceptable pour ce genre d'essai (Villeneuve et Fournier 2009). Enfin, dans l'approche proposée par Villeneuve et Fournier (2009), la dimension minimale d'une particule à examiner est de 2 mm; toutefois, cette dimension minimale et le grossissement typique de 16x utilisés lors de l'essai peuvent ne pas permettre de bien reconnaître la réactivité lorsque la RAS se développe dans le granulat fin (sable). Il sera donc possiblement nécessaire d'adapter la méthode dans ce cas précis.

Bien que cette méthode semble produire des résultats consistants lorsqu'effectuée par un même opérateur, elle demeure subjective et les résultats peuvent beaucoup varier selon le niveau d'expérience du pétrographe. C'est sans doute en partie pourquoi la méthode n'a pas été proposée à ce jour dans le cadre du programme de gestion des structures en voie de dégradation de Bérubé et coll (2005a), bien qu'une méthode possédant le potentiel de nous renseigner à la fois sur la nature et le degré d'endommagement de bétons en voie de dégradation soit requise. Ainsi, il reste encore plusieurs questions à répondre sur la méthode, telles que (Powers & Shrimmer, 2008) :

- Devrait-il y avoir des valeurs absolues de DRI associées à des niveaux d'endommagement du béton ?
- Dans quelle mesure le type de granulat réactif (fin ou grossier) influence-t-il les résultats du DRI pour un même niveau d'expansion atteint ? Le DRI peut-il être une méthode d'analyse globale, i.e. une méthode permettant d'analyser différents mécanismes de détérioration (autre que la RAG) ?

3. OBJECTIFS DU PROGRAMME DE RECHERCHE

L'objectif global de ce projet consiste à renforcer les outils d'investigation qui permettront une gestion plus éclairée du comportement à long terme et ainsi assurer la stabilité des structures et ouvrages d'art affectés par l'alcali-réaction au Québec. La partie du programme de recherche faisant l'objet de ce rapport vise plus spécifiquement à évaluer l'influence d'un certain nombre de paramètres sur l'efficacité de deux outils, i.e. le SDT et le DRI, à déterminer l'état d'endommagement de bétons affectés par l'alcali-réaction. Pour atteindre cet objectif, nous évaluerons les paramètres d'entrée/sortie de la méthode SDT, ainsi que les résultats de la méthode DRI par rapport à différentes formulations de béton (en prenant compte quatre niveaux d'expansion). Les paramètres suivants seront considérés :

Paramètres d'entrée

Niveau de contrainte appliqué lors de l'essai (par rapport aux différents mélanges de béton analysés);

Paramètres de sortie

Analyse de l'aire d'hystérésis (premier cycle, moyenne des quatre derniers cycles, cinq cycles au complet), le module d'élasticité (premier cycle, moyenne des cycles 2 et 3) et la déformation plastique (premier cycle, moyenne des quatre derniers cycles, cinq cycles au complet) des bétons endommagés.

À la fin, nous pourrions établir une corrélation entre les résultats des deux outils présentés avec la variable « d » du module d'élasticité et de la résistance à la compression des bétons analysés.

4. MÉTHODOLOGIE

4.1 Mélanges de béton analysés

Les analyses ont été réalisées sur deux types de béton (25 MPa et 35 MPa) et deux granulats très réactifs (gravier du Nouveau-Mexique (NM) et sable du Texas). Tous les bétons ont été conçus pour contenir le même volume de pâte et le même volume de granulats (c.-à-dire d'un mélange à l'autre) afin de pouvoir comparer des systèmes similaires (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**). Un total de 56 échantillons (cylindres) ont été moulés pour chaque mélange réalisé en laboratoire. Le **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** présente la matrice des essais effectués.

Après 24 heures dans leur moule, les spécimens ont été muris pour une période de 48 h en chambre humide, puis disposés à 38 °C et 100% H.R. jusqu'à ce qu'ils atteignent les niveaux d'expansion choisis pour cette recherche (soit 0,05%, 0,12%, 0,20% et 0,30%). Une fois ces niveaux d'expansion atteints, les spécimens ont été enveloppés dans une pellicule de plastique et conservés à 12°C jusqu'à l'essai (à cause de limitations de capacité d'essais). Même s'ils étaient enveloppés, les spécimens ont été replacés en chambre humide pendant 48 heures (protégés contre l'écoulement d'eau excessif) avant l'essai SDT, selon les recommandations de la norme CSA A23.2-14C pour les carottes de béton prélevées au sein de structures réelles.

Tableau 1: Mélanges de béton utilisés dans cette étude.

Mélange	Matériaux	Sable du Texas		Gravier du Nouveau-Mexique	
		kg/m ³	Litres	kg/m ³	Litres
25 Mpa	Ciment	314,0	101,0	314,0	101,0
	Sable	790,0	304,0	714,0	264,0
	Gros granulat	1029,0	384,0	1073,0	424,0
	Eau	192,0	192,0	192,0	192,0
	Air (%)	0,0	20,0	0,0	20,0
35 MPa	Ciment	370,0	118,0	370,0	118,0
	Sable	790,0	304,0	714,0	264,0
	Gros granulat	1029,0	384,0	1073,0	424,0
	Eau	174,0	174,0	174,0	174,0
	Air (%)	0,0	20,0	0,0	20,0

Tableau 2: Matrice d'essais.

Essais		Nombre d'échantillons par niveau d'expansion			
		0,05%	0,12%	0,20%	0,30%
Stiffness Damage Test; % de la résistance en compression (de conception) du béton	15%	3	3	3	3
	20%	3	3	3	3
	30%	3	3	3	3
	40%	3	3	3	3
Damage Rating Index		2	2	2	2
Nombre total d'échantillons: 56					

4.2 Méthodes d'analyse

Stiffness Damage Test (SDT)

Les échantillons ont été soumis à cinq cycles de chargement/ déchargement à un taux de chargement contrôlé de 0,15 MPa / s. Chaque série d'échantillons (i.e. pour chaque niveau d'expansion) comprend quatre sous-ensembles de trois cylindres permettant d'évaluer quatre niveaux différents de charge, soit 15%, 20%, 30% et 40% de la valeur de la résistance en compression à 28 jours du béton. Tous les résultats présentés ici sont des valeurs moyennes des trois échantillons (donc de chaque sous-ensemble) testés.

Damage Rating Index (DRI)

L'analyse pétrographique semi-quantitative des échantillons a été réalisée en utilisant la méthode du DRI proposée par Grattan-Bellew & Danay (2002) et récemment modifiée par des chercheurs de l'Université Laval (Villeneuve et Fournier 2009). Cette analyse a été effectuée de deux façons. Tout d'abord, le DRI a été réalisé sur des plaques polies de bétons qui n'ont pas été soumis à l'essai SDT, et ce pour vérifier leur degré d'endommagement microscopique à chacun des niveaux d'expansion sélectionnés. Deuxièmement, un échantillon de chaque sous-ensemble précédemment mentionné a été coupé et poli après l'essai SDT (bétons de différents niveaux d'expansion et ayant été testés à 40 % de leur résistance maximale), pour vérifier le caractère non destructif de l'essai SDT.

Résistance en compression, module d'élasticité et calcul du paramètre « d »

Les deux échantillons restants de chaque sous ensemble ont été testés en compression tout de suite après l'essai cyclique. Par conséquent, nous avons pu calculer le paramètre « d » en compression pour tous les niveaux d'expansion. Les paramètres « d » pour le module d'élasticité ont été également calculés lors de l'essai SDT (puisqu'on obtient la valeur du module lors de cet essai).

5. RÉSULTATS DES TRAVAUX

5.1 Stiffness Damage Test (SDT)

La Figure 9 présente les résultats des paramètres plus critiques de l'essai SDT lorsque l'essai est effectué avec quatre différents types de chargements et quatre niveaux d'expansion (jusqu'à 0,30%) sur des bétons de 25 MPa incorporant le sable très réactif du Texas. Figure 10 illustre les mêmes paramètres pour trois niveaux d'expansion (jusqu'à 0,20%) d'un béton de 25 MPa incorporant le gravier très réactif du Nouveau-Mexique.

Pour les deux granulats testés dans des bétons de 25 MPa, les données montrent que le SDT n'est pas entièrement «diagnostic» (i.e. ne permet pas de distinguer efficacement le niveau d'expansion atteint) lorsqu'on utilise des charges jusqu'à 30 % de la résistance de conception du béton (en compression) à 28 jours. Cependant, à une charge correspondant à 40% de la résistance maximale du matériau, l'essai identifie beaucoup mieux les différences d'endommagement en fonction de l'expansion, soit par l'entremise des mesures d'aire d'hystérésis (premier cycle (Figure 9A) ou la valeur moyenne des quatre derniers cycles (Figure 9B)) ou de la déformation plastique des échantillons (cinq cycles (Figure 9E) ou la valeur moyenne des quatre derniers cycles

(Figure 9F). Le module d'élasticité pour les deux mélanges diminue en fonction du niveau d'expansion, comme prévu (Figures 9C et D).

Le comportement à l'essai SDT pour les mélanges de 35 MPa est très similaire pour les mêmes granulats (Figure 10). Ceci confirme qu'il est nécessaire de sélectionner un niveau de chargement correspondant à une proportion de la valeur de résistance de conception, dans ce cas autour de 40 %, lors du SDT, pour bien distinguer les différences d'endommagement par rapport aux différents niveaux d'expansion atteints pour les échantillons.

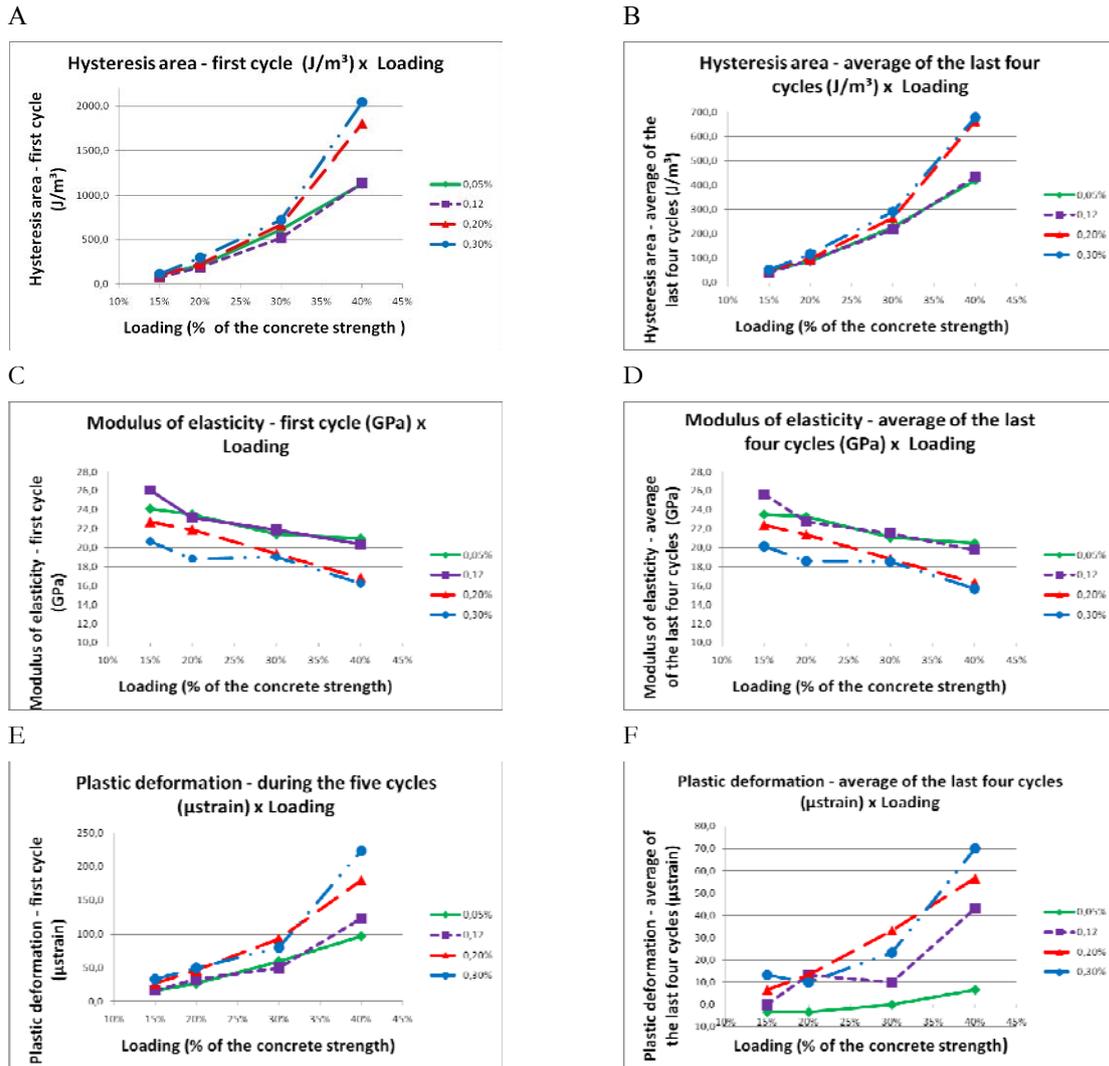


Figure 9. Réponses des paramètres d'output du SDT par rapport au niveau de chargement (% de la résistance du béton) pour un mélange de 25 MPa incorporant le sable très réactif du Texas: A,B Aire d'hystérésis. C, D module d'élasticité. E, F déformation plastique.

A

B

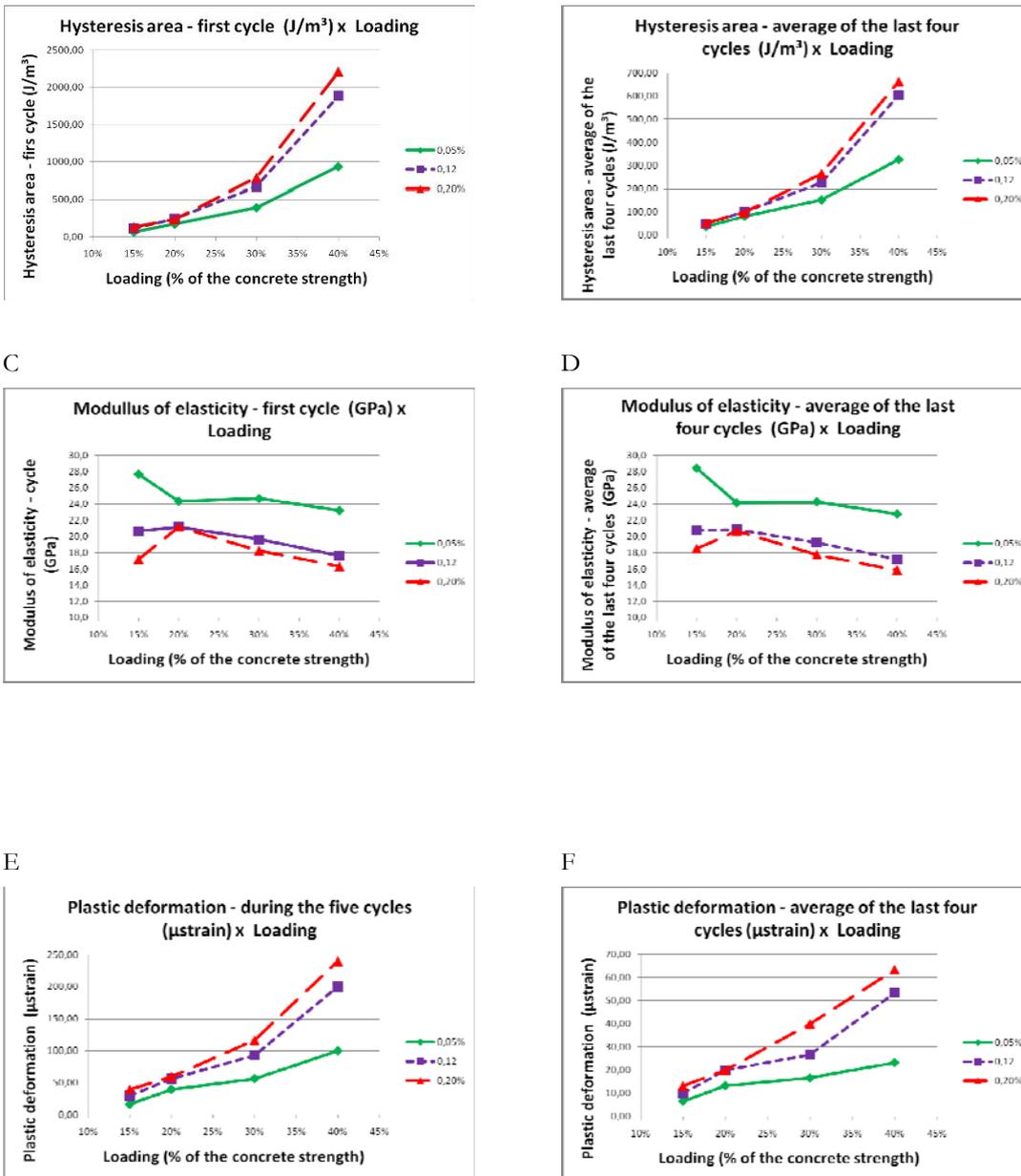


Figure 10. Réponses des paramètres d'output du SDT par rapport au niveau de chargement (% de la résistance du béton) pour un mélange de 25 MPa incorporant le gravier très réactif du Nouveau Mexique: A,B Aire d'hystérésis. C, D module d'élasticité. E, F déformation plastique.

5.2 Damage Rating Index (DRI)

Le **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** présente les résultats de l'analyse pétrographique (avant et après l'essai SDT à 40% de la résistance du béton en compression) effectuée sur les échantillons de 25 MPa incorporant les granulats très réactifs (sable du Texas et gravier du Nouveau-Mexique).

Tableau 1. Analyse microscopique des éprouvettes incorporant le sable du Texas et le gravier du Nouveau-Mexique pour les différents niveaux d'expansion (mélanges de 25 MPa).

Mélanges 25 MPa Essais	Niveaux d'expansion						
	0,05 %	0,05 %	0,12%	0,12%	0,20%	0,20%	0,30%
	Sable	Gravier	Sable	Gravier	Sable	Gravier	Sable

		Texas	Nouveau Mexique	Texas	Nouveau Mexique	Texas	Nouveau Mexique	Texas
Nombre DRI	Standard (sans SDT)	237	254	348	380	560	602	715
	Après SDT 40%	249	237	360	358	536	599	739

La Figure 11 illustre les résultats de l'analyse pétrographique des échantillons de béton (mélange de 25 MPa) incorporant les granulats très réactifs du Texas et du Nouveau-Mexique, et ayant subi différents niveaux d'expansion

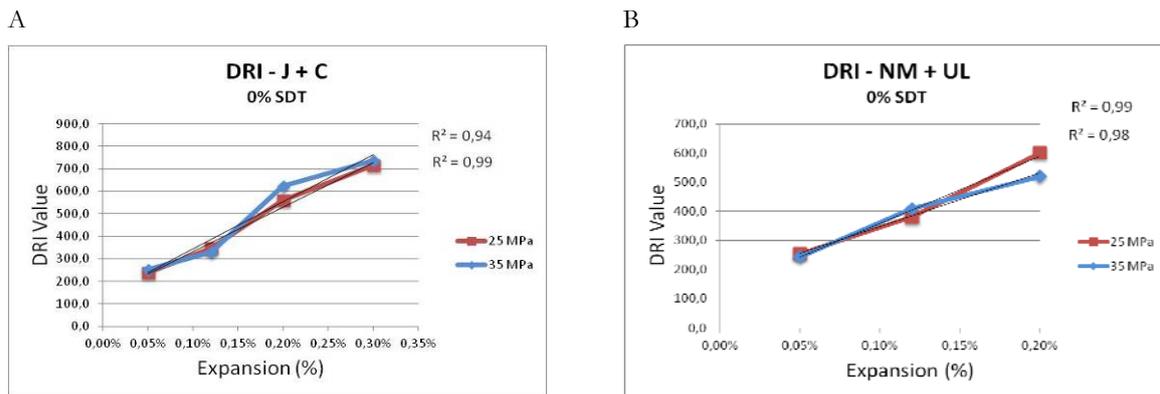


Figure 11. Nombre DRI (mélanges de 25 et 35 MPa) en fonction des différents niveaux d'expansion des éprouvettes de béton: A, Sable du Texas. B, Gravier du Nouveau Mexique.

Premièrement, on peut constater que les valeurs de DRI sont similaires pour des échantillons évalués avant et après le SDT, ce qui suggère que la réalisation de cet essai jusqu'à 40% de la résistance en compression du béton à 28 jours, et ce même pour les différents niveaux d'expansion atteints, n'ajoute pas de fissures liées aux cinq cycles de chargement-déchargement. Ceci est vrai au moins pour l'échelle de grossissement utilisé dans le DRI (16X), et ce pour les deux granulats réactifs étudiés.

Deuxièmement, on vérifie que les courbes de valeurs de DRI par rapport aux différents niveaux d'endommagement sont presque linéaires, ce qui démontre une très bonne performance de l'essai DRI pour distinguer les degrés d'expansion liés à RAG. Cela est vrai pour les deux granulats et les deux mélangés analysés (25 et 35 MPa). Le fait que, pour un niveau d'expansion donné, la valeur de DRI soit presque la même pour les mélanges de 25 et 35 MPa, démontre que la résistance du matériau n'influence pas la réponse de l'analyse.

5.3 Résistance en compression, module d'élasticité et calcul des paramètres « d »

Figure 12 illustre l'évolution de la perte de propriétés mécaniques par rapport aux différents niveaux d'endommagement, et ce pour les mélanges de 25 et 35 MPa et les deux granulats étudiés.

On remarque donc que les bétons subissent une chute minimale de la résistance en compression en fonction du niveau d'expansion atteint par le béton (i.e. jusqu'à 0,20 ou 0,30%). Ceci confirme, comme prévu, que ce paramètre n'est pas très influencé par la

RAG, du moins à des niveaux d'expansion relativement usuels. Conséquemment, la résistance en compression ne peut pas être utilisée comme paramètre diagnostique ou indicateur de présence ou de l'évolution de ce mécanisme délétère dans le béton. Par contre, on peut noter des chutes de module d'élasticité assez importantes, et c'est même très tôt dans le processus d'endommagement (ou d'expansion dans ce cas-ci) associable à la RAS; Il s'agit donc d'un paramètre ayant le potentiel d'être utilisé comme un outil diagnostique du phénomène.

La Figure 13 illustre l'évolution relative (paramètre « d ») des propriétés mécaniques des bétons de 25 et 35 MPa, pour les deux granulats étudiés, en fonction de l'expansion du béton. De la même façon que la Figure 12, la Figure 13 démontre que le module d'élasticité est un paramètre beaucoup plus significatif que la résistance en compression et cela est mieux visualisé de façon relative par « d » et « 1-d ».

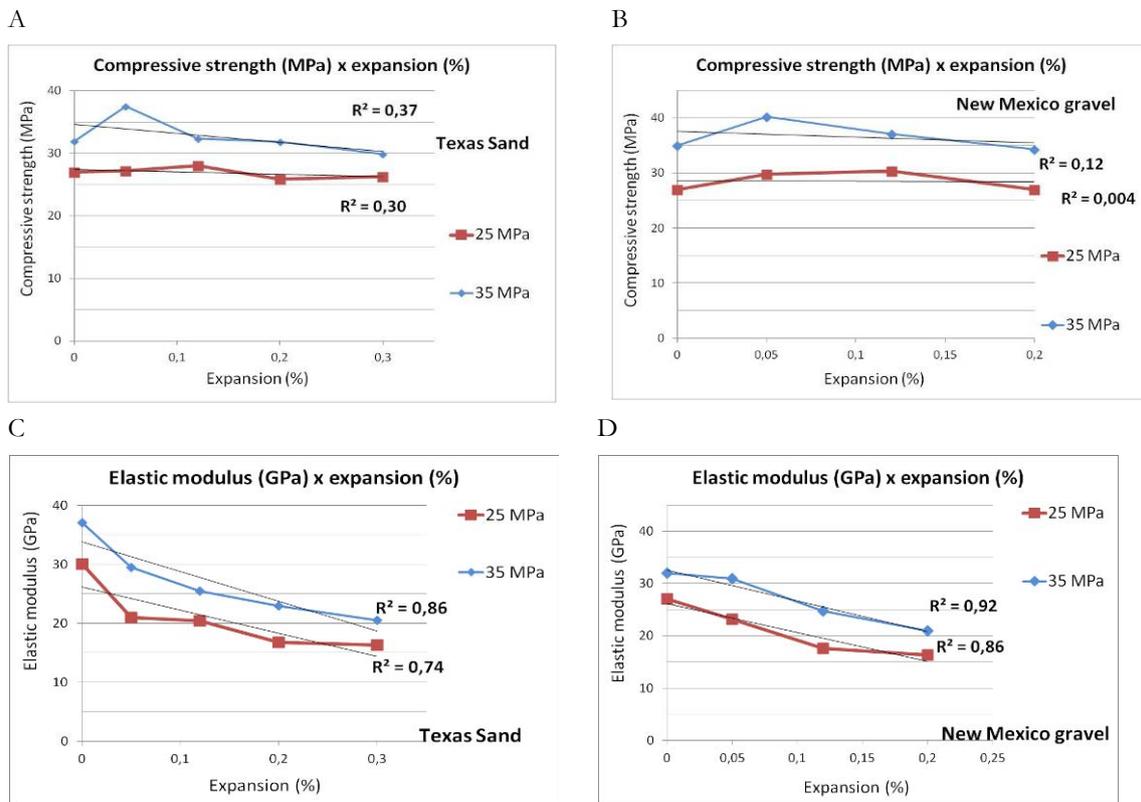


Figure 12. Perte de propriétés mécaniques des mélanges de 25 et 35 MPa en fonction des différents niveaux d'expansion, et ce pour les deux granulats sélectionnés: A,B Résistance en compression. C, D module d'élasticité.

A

B

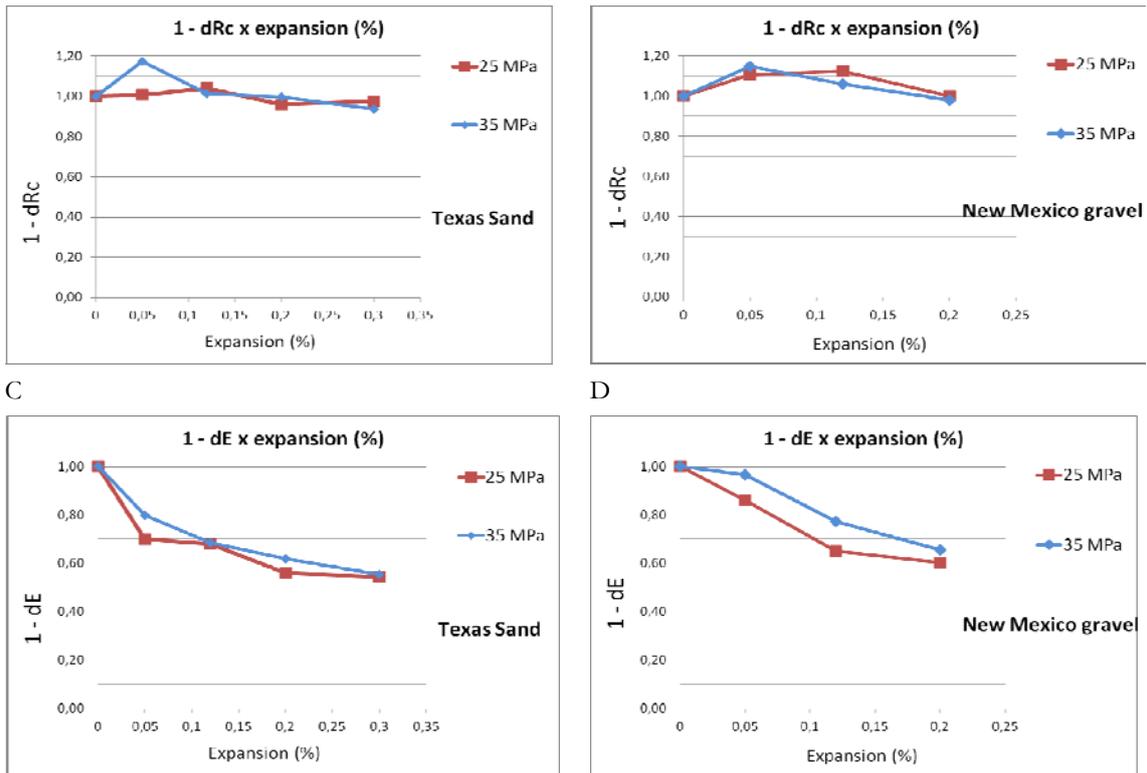


Figure 13. Perte relative de propriétés mécaniques (1-d) des mélanges de 25 et 35 MPa par rapport aux différents niveaux d'expansion avec les deux granulats: A,B Résistance en compression. C, D module d'élasticité.

6. DISCUSSION

Dans cette étude, le SDT a été réalisé avec des niveaux de chargement variant entre 15 à 40 % de la résistance en compression des bétons à 28 jours (valeurs de conception). La valeur maximale de 40 % a été choisie puisqu'on sait que les charges au-delà de cette valeur peuvent introduire de nouvelles fissures dans un échantillon testé en compression (Mindess et al. 2003).

Toutefois, la quasi-totalité des données disponibles d'essais SDT réalisés sur des échantillons endommagés par la ASR ont été obtenues avec des valeurs de charge fixe, soit de 5,5 MPa (Crisp et al. 1989, 1993) ou 10 MPa (Smaoui et al. 2004b). Le **Erreur ! Source du renvoi introuvable.** démontre que l'utilisation de valeurs de charge fixes au cours du SDT peut entraîner une interprétation erronée des résultats de l'essai (par exemple sur la base des valeurs d'aire hystérésis).

Comme démontré précédemment, il semble que le niveau de chargement le plus diagnostique lors de l'essai SDT est de 40% de la résistance de conception du béton, car dans ce cas l'essai peut fournir de bonnes réponses et en même temps maintenir son caractère non destructif (permettant ainsi l'utilisation d'autres tests comme analyse microscopique ou bien la détermination de la résistance en compression sur les mêmes échantillons, si nécessaire ou désiré).

Tableau 2. Vérification de l'utilisation des charges fixes lors du SDT.

(%)	fck (MPa)	Chargement (MPa)	Expansion (%)	Aire d'hystérésis (J/m ³)-Sable du Texas	Aire d'hystérésis (J/m ³)-Gravier du Nouveau Mexique

40%	25	10	0.12	1142	1883
30%	35	10.5	0.12	691	623
40%	25	10	0.20	1802	2213
30%	35	10.5	0.20	897	913

En analysant les données présentées plus haut, il s'avère que l'aire d'hystérésis, le module d'élasticité et la déformation plastique sont des réponses très importantes fournies par des bétons endommagés lors des essais cycliques. Toutefois, une question demeure: doit-on utiliser les valeurs de ces paramètres mesurées lors du premier cycle, lors des quatre derniers cycles ou encore au cours des cinq cycles de l'essai ?

Pour répondre à cette question, il faut analyser chaque paramètre séparément. L'aire d'hystérésis d'un échantillon endommagé correspond à l'énergie utilisée pour fermer les fissures formées par un mécanisme d'endommagement lors d'un essai de compression. Les résultats obtenus dans cette étude indiquent que 1) les valeurs de l'aire d'hystérésis du premier cycle sont 2 à 3 fois supérieures à la moyenne des quatre derniers cycles et 2) les réponses obtenues lors du 1^{er} cycle et lors des 4 cycles suivants sont à toutes fins pratiques semblables. Même si les deux paramètres pouvaient finalement être utilisés pour déterminer le niveau d'endommagement dans des bétons affectés par la RAG (pour un niveau de chargement de 40 % de la valeur de design), nous estimons que l'élimination de la réponse obtenue lors du premier cycle peut entraîner de pertes d'informations importantes, voire critiques, sur l'ampleur de la fissuration dans les éprouvettes. Donc, pour ce paramètre, on devrait considérer le premier cycle. En fait, si on compare l'utilisation des données du premier cycle seulement à celle des données pour les cinq cycles au complet, en termes de corrélation avec l'expansion, on observe que pour la majorité des mélanges, la corrélation est même meilleure lorsqu'on utilise les données issues des cinq cycles au cours de la SDT. Physiquement parlant, cette amélioration pourrait probablement être expliquée par l'homogénéisation de la fermeture des fissures au cours de l'essai. Il semble que lors du premier cycle, ce sont les fissures les plus « faciles » (plus ouvertes, perpendiculaires au chargement, etc.) qui soient fermées par le chargement; toutefois, ce cycle n'est pas suffisant pour fermer toutes les fissures, autrement dit, pour solliciter l'ensemble de la fissuration de l'échantillon analysé. Alors, l'utilisation des quatre autres cycles supplémentaires contribue à compléter ce processus. De plus, l'utilisation de l'aire d'hystérésis au cours des cinq cycles pourrait diminuer ou à tout le moins atténuer l'influence potentielle d'un ajustement physique de l'instrumentation installée sur les échantillons pour mesurer la déformation, effet qui est principalement observé lors du premier cycle (Figure 14).

A

B



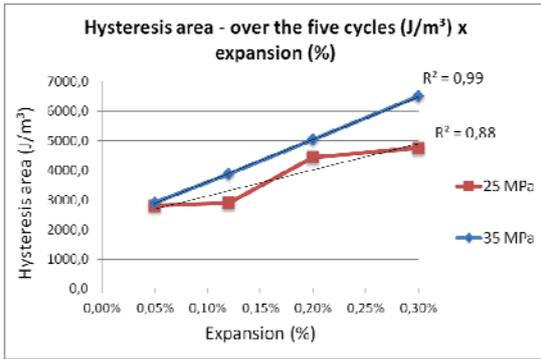
Figure 14 : Montage et instrumentation utilisés pour l'essai du Stiffness Damage Test.

La déformation plastique mesurée lors de l'essai SDT représente la fermeture progressive des microfissures présentes au sein des éprouvettes, incluant possiblement un certain glissement le long de ces fissures lors de la compression du béton. Donc, il est logique pour ce paramètre d'utiliser le même nombre de cycles que ceux adoptés pour le calcul de l'aire d'hystérésis. Enfin, comme l'essai SDT sera dorénavant effectué à 40 % de la résistance de conception du béton à 28 jours, et comme'il s'agit du même chargement niveau de chargement qu'un essai de module d'élasticité, il est également logique que les paramètres couramment utilisés pour l'essai de module d'élasticité soient maintenus. Ainsi, l'utilisation de la valeur moyenne des cycles II et III pourrait être utilisée comme le paramètre de sortie pour le module. Globalement, la réalisation du SDT à 40% de la résistance du matériau introduit un grand nombre d'informations complémentaires et utiles à l'essai de module d'élasticité conventionnel.

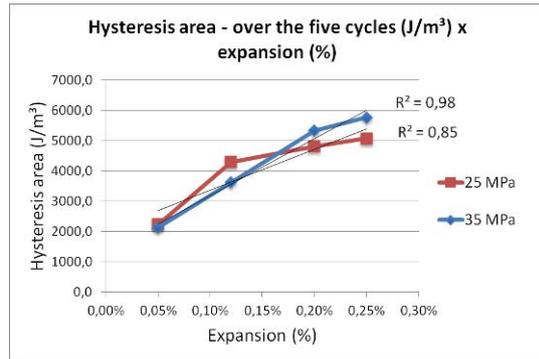
La Figure15 démontre les très bonnes corrélations entre les paramètres choisis (i.e. aire d'hystérésis pour les 5 cycles, module d'élasticité moyen des cycles II et II, et déformation plastique au cours des 5 cycles) et l'expansion atteinte par les échantillons étudiés. La Figure 14 présente pour sa part l'évaluation globale de tous les paramètres discutés précédemment (pertes de propriétés mécaniques, SDT et microscopiques) pour les quatre mélanges étudiés dans le cadre de ce travail. Encore une fois, on remarque que les mélanges de 25 et 35 MPa présentent des niveaux d'endommagement très similaires lorsqu'évalués par tous les outils étudiés, ce qui peut être observé à travers de la similarité des graphiques pour les deux granulats. L'utilisation d'un tel graphique d'analyse globale pourrait permettre de créer une série d'abaques d'endommagement des bétons en fonction de différents mécanismes délétères. Dans ce graphique, l'augmentation de la résistance en compression obtenue pour tous les mélanges, aux valeurs d'expansions entre 0,05 % et 0,12 %, n'a pas été reproduite en raison d'une meilleure visualisation du graphique. Donc, ces valeurs d'augmentation de la résistance ont été arbitrairement fixées à 0.

A

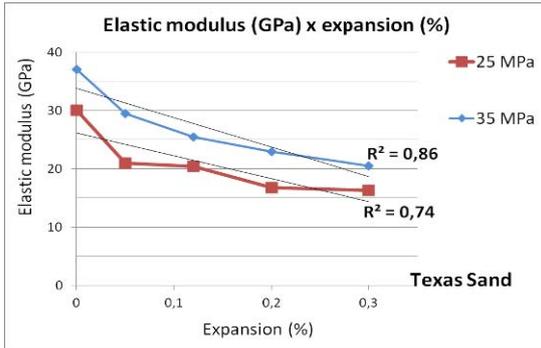
B



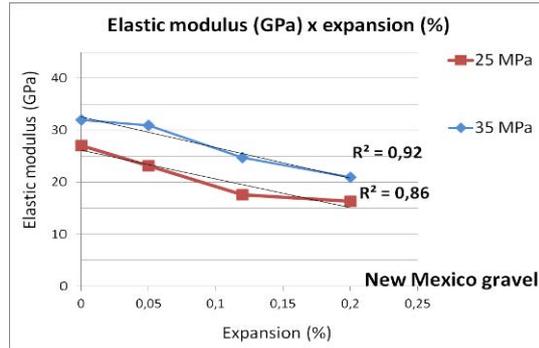
C



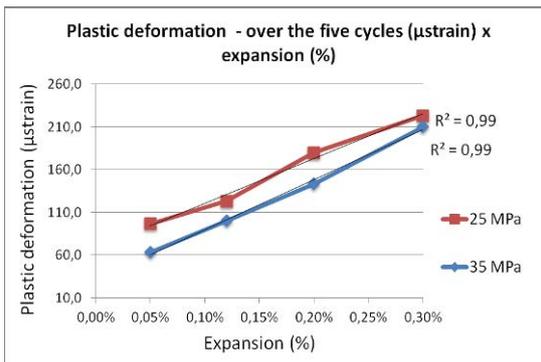
D



E



F



A

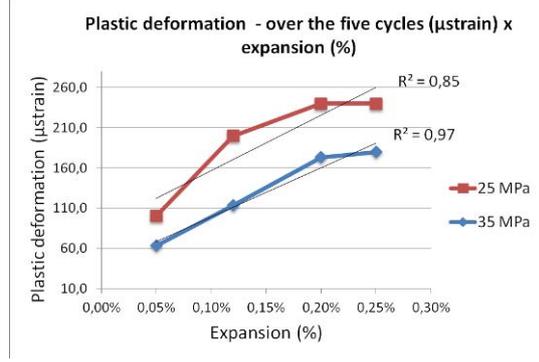
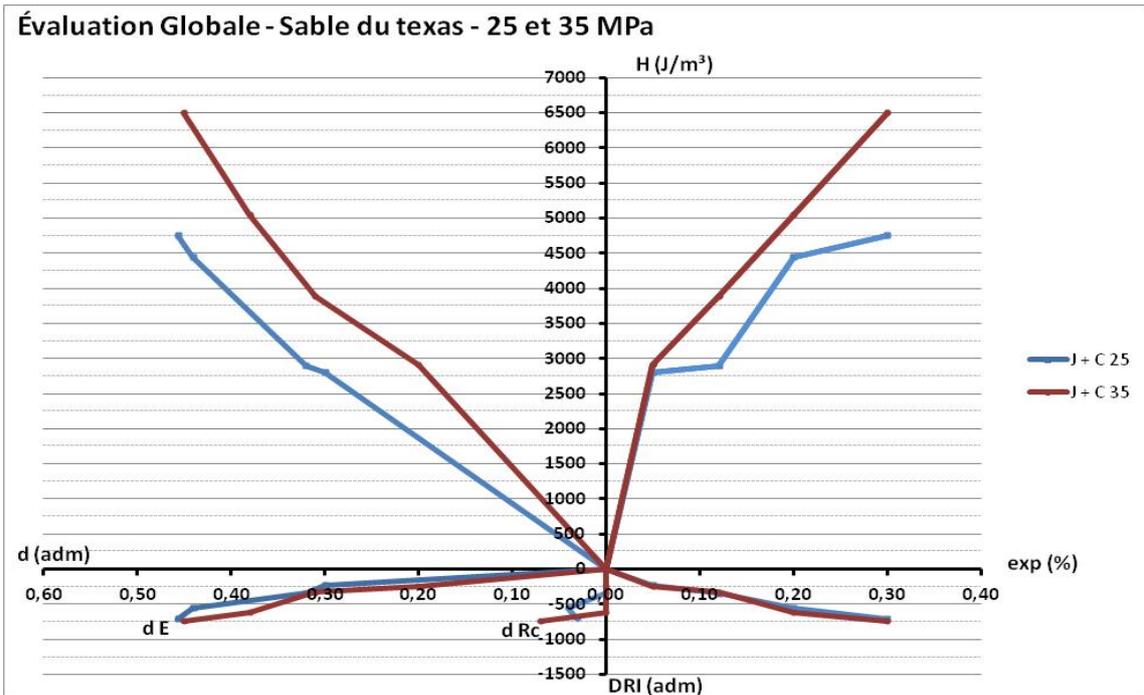


Figure 15. Analyse des paramètres de sortie de l'essai SDT lorsque réalisé à un niveau de charge correspondant à 40% de la résistance de conception (28 jours), et ce pour les mélanges de 25 et 25 MPa et les deux granulats réactifs sélectionnés.



B

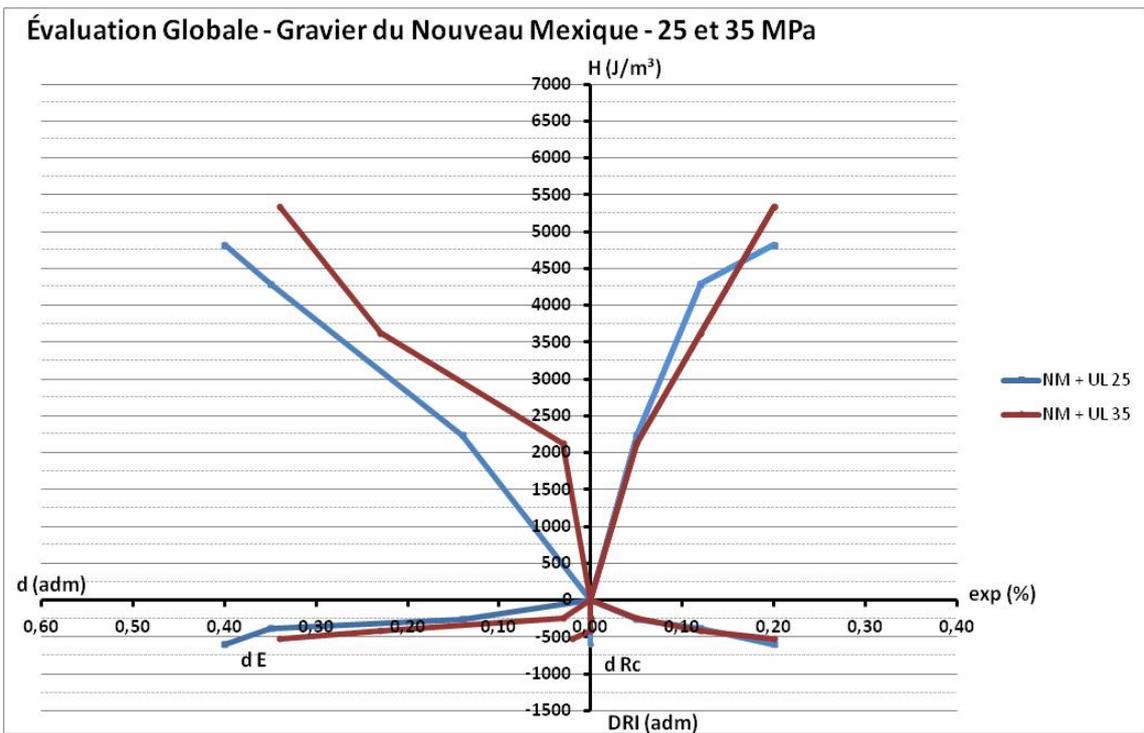


Figure 14. Évaluation globale des mélanges de 25 et 35 MPa avec les deux granulats étudiés : A. Sable du Texas. B Gravier du Nouveau-Mexique.

$H (J/m^3)$ = Aire d'hystérésis calculée pour les 5 cycles de chargement/déchargement

exp (%) = expansion des éprouvettes de béton

DRI (adm) = valeur de DRI (adimensionnel)

dE = facteur d pour les valeurs de module d'élasticité

dRc = facteur d pour les valeurs de résistance à la compression

d_{adm} = déformation plastique après 5 cycles lors de l'essai SDT (adimensionnel)

7. CONCLUSIONS

Dans le cadre de ce projet, nous avons effectué une évaluation globale (mécanique, microscopique) d'échantillons fabriqués à partir de bétons de 25 et 35 MPa incorporant deux granulats très réactifs (sable du Texas et gravier au Nouveau-Mexique). Ces éprouvettes ont donc été soumises à une série d'essais en laboratoire afin d'en caractériser l'endommagement au fur et à mesure que la l'expansion s'y développait par le phénomène de la réaction alcalis-silice. Les principales conclusions obtenues à ce jour sont les suivantes:

- Lors de l'évaluation des bétons atteints de RAG, le SDT doit être effectué avec un pourcentage de la résistance de conception du béton évalué, au lieu d'un niveau de chargement fixe;
- L'aire d'hystérésis et la déformation plastique au cours de l'essai (i.e. les cinq cycles de chargement/déchargement), et la valeur moyenne du module d'élasticité obtenue lors du deuxième et troisième cycles, semblent être les meilleurs paramètres à utiliser comme réponses de l'essai;
- En utilisant 40% de la résistance de conception du béton, le SDT semble encore maintenir son caractère "non destructif" (confirmé par analyse pétrographique microscopique);
- Le SDT semble être un outil puissant, mais d'autres travaux sont encore nécessaires, avec un plus grand nombre d'échantillons (mélanges/granulats différents, etc.), pour confirmer sa vraie efficacité;
- Après avoir effectué le SDT avec un nombre plus important d'échantillons, une meilleure corrélation entre les valeurs d'hystérésis/déformation plastique doit être établie entre les mélanges de béton (différentes formulations), de façon à ce qu'on puisse établir un abaque quantitatif universel de ces paramètres pour des bétons endommagés par la RAG;
- Le SDT possède le potentiel pour servir d'outil d'évaluation d'autres mécanismes que la RAG, comme la DEF, le gel-dégel, etc. Toutefois, une étude en profondeur doit être effectuée pour ce faire.
- Même s'il agit d'un essai partiellement subjectif, le DRI semble être un très bon outil pour la caractérisation de l'état d'endommagement de la RAG dans les bétons. Par contre, ses paramètres (facteurs de pondération) pourraient être sélectionnés sur la base d'une corrélation avec les résultats d'essais mécaniques (aire d'hystérésis du SDT, par exemple) puisque les deux méthodes sont directement ou indirectement basées sur la mesure de la fissuration du béton.
- Le paramètre « d » est un paramètre très didactique, puisqu'il permet de travailler avec un pourcentage d'une propriété mécanique donnée qui est affectée par l'endommagement du béton. Donc, son utilisation dans des abaques/graphiques devient très importante et logique.
- Encore une fois, il ressort que le module d'élasticité est un paramètre beaucoup plus influencé par le développement de la RAG que la résistance en compression. On observe des pertes de module assez importantes même pour des bétons montrant de faibles niveaux d'expansions. Par contre, la résistance en compression du béton

demeure peu affectée même pour des niveaux d'expansion assez élevées. D'ailleurs, dans le cadre de cette étude, nous avons même observé des gains de résistance en compression pour des bétons montrant des niveaux d'expansions variant entre 0,05% et 0,12%, peut-être parce que certains pores dans les particules de granulats, la porosité au niveau de la zone de transition ou même à l'intérieur de la pâte on été comblés par le gel de silice formé par la RAS.

- Le graphique global d'évaluation de bétons endommagés par la RAG est très intéressant puisqu'il permet de visualiser sur une même figure toutes les propriétés (et les chutes de ces propriétés) du matériau analysé (mécaniques et microscopiques par rapport à l'expansion). Avec la création d'une banque de données impliquant plusieurs types de granulats réactifs et de formulations de bétons, il est possible que l'on puisse développer une série d'abaques de caractérisation le processus d'endommagement de bétons par différents mécanismes délétères, incluant la RAG.

8. REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier le Ministère des Transports du Québec, de même que le CRSNG (Conseil de Recherches en Sciences Naturelles et en Génie du Canada) et le gouvernement du Canada pour leur soutien financier (bourse Vanier) et leur aide technique à la réalisation de cette étude. De plus, nous voulons exprimer notre sincère gratitude envers le personnel et nos collègues étudiants et professeurs du pôle Laval du Centre de recherche sur les infrastructures en béton (CRIB) pour leur soutien et l'aide apportée tout au long de ce projet de recherche.

9. REFERENCES

- [1] BÉRUBÉ, M.A., SMAOUI, N., BISSONNETTE, B. ET FOURNIER, B. **Outil d'évaluation et de gestion des ouvrages d'art affectés de réactions alcalis-silice (RAS)**. Études et Recherches en Transport, Ministère des Transports du Québec, Septembre 2005, 140 p.
- [2] FOURNIER, B.; BERUBÉ, A.; **Alkali-Aggregate reaction in concrete: a review of basic concepts and engineering implications**. Canada Journal of Civil Engineering, Ottawa, 2000, pag.167-191.
- [3] CSA A23.1. **Concrete Materials and Methods of Concrete Construction - APPENDIX B**.
- [4] ISE 1992. **Structural effects of alkali-aggregate reaction**: technical guidance on the appraisal of existing structures. The Institution of Structural Engineers (ISE), London, UK.
- [5] NIXON, P.J.; BOLLINGHAUS, R. **The effect of alkali aggregate reaction on the tensile strength of concrete**. Durability of Building Materials pp. 243-248, 1985.
- [6] SMAOUI, N.; BÉRUBÉ, M.A.; FOURNIER, B.; BISSONNETTE, B. & DURAND, B. **Evaluation of the Expansion Attained to Date by Concrete Affected by ASR - Part I: Experimental Study**. Canadian Journal of Civil Engineering, 2004.
- [7] BRITISH CEMENT ASSOCIATION. **The diagnosis of alkali silica reaction – report of a working party**. England, 1992, 36p.

- [8] MULTON, S.; SELIER, A.; CYR, M. **Chemo-mechanical modeling for prediction of alkali-silica reaction (ASR) expansion.** Cement and Concrete Research, 2009.
- [9] POWERS, L.; SHRIMER, F. H. **Quantification of ASR in Concrete: An Introduction to the Damage-Rating Index Method.** ICMA conference. International Cement Microscopy Association / Society of Concrete Petrographers joint meeting, May 21-23, 2009, Quebec City Canada.
- [10] CRISP, T. M.; WALDRON, P.; WOOD, J. G. M. **Development of a non destructive test to quantify damage in deteriorated concrete.** Magazine of Concrete Research, 45, n° 165, 1993.
- [11] CRISP, T. M.; WOOD, J. G. M.; NORRIS, P. **Towards Quantification of Microstructural Damage in AAR Deteriorated Concrete.** International Conference on Recent Developments on the Fracture of Concrete and Rock, September, 1989.
- [12] CROUCH, R. S. **Specification for the determination of stiffness damage parameters from the low cyclic uniaxial compression of plain concrete cores.** Revision A, Mott, Hay & Anderson, Special services division, Internal technical note, 1987.
- [13] Walsh, J. B. **The effects of cracks on the uniaxial elastic compression of rocks.** J. Geophys. Res., vol.70, p.339 - 411, 1965.
- [14] WOOD, G. M.; NORRIS, P.; LEEK, D. **Physical Behavior of AAR Damaged Concrete in Structures and in Test Conditions.** 8th ICAAR - International Conference on Alkali-Aggregate Reaction in Concrete. Kyoto, Japan, 1989.
- [15] GRATAN-BELLEW, P. E.; MITCHELL, L. D. **Quantitative Petrographic Analysis for Concrete.** 8th Symposium on Alkali-Aggregate Reactivity in Concrete. Montréal, Canada, 2002.
- [16] ST-JOHN, D.A.; POOLE, A.W.; SIMS, I. 1998. **Concrete Petrography: A handbook of investigative techniques.** Arnold, London, 474 p.
- [17] RIVARD, P.; FOURNIER, B.; BALLIVY, G. **The Damage Rating Index Method for ASR Affected Concrete – A Critical Review of Petrographic Features of Deterioration and Evaluation Criteria.** Cement, Concrete and Aggregates, 2002.
- [18] TRANSTEC GROUP. **Field Site and Petrographic Evaluation - ASR Development and Deployment Program - Field Trials and Demonstration Projects.** September 2009.
- [19] VILLENNEUVE, V; FOURNIER, B. **Determination de l'endommagement du béton par méthode pétrographique quantitative.** Annual ACI Seminar Progress in Concrete, Québec (November, 2009).
- [20] MINDESS, S.; YOUNG, J. F.; DARWIN, D. **Concrete.** Book. Pearson Education Ltda, second edition 2003.