

Suivi structural saisonnier de chaussées municipales en région nordique

Pascale PIERRE, Alexa BRESSON et Sylvain JUNEAU  
Département de génie civil  
Université Laval  
Québec

Exposé préparé pour  
la séance sur *Dernières innovations en matière de conception  
et de réfection des chaussées*

du congrès annuel de 2008 de  
l'Association des transports du Canada  
à Toronto (Ontario)

## **RÉSUMÉ**

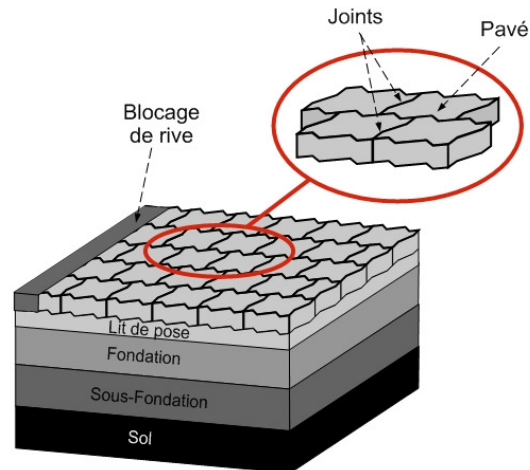
Au Québec, les pavés de béton sont relativement peu utilisés comme revêtement dans les milieux urbains, notamment dû au fait qu'il n'existe actuellement pas de méthode de dimensionnement pour ce type de chaussée en contexte nordique et que certains projets urbains n'ont pas donné de bonnes performances. Parallèlement, très peu d'études ont été réalisées sur le comportement structural d'un tel revêtement en région nordique.

Les résultats présentés font partie d'un projet de recherche qui vise la détermination de critères de conception de chaussées revêtues de pavés dans les milieux municipaux nordiques. Ce projet comprend tout d'abord une revue des connaissances et une étude de la valeur du module équivalent du système "pavé + lit de pose", afin de dimensionner ce type de chaussées à l'aide des modèles mécanistes-empiriques de conception des chaussées souples. Par la suite, une validation en laboratoire permettra de tester différents types de structures de chaussées revêtues de pavés de béton seront soumises à des sollicitations à la fois mécaniques (trafic) et climatiques (pluie et gel). Un suivi structural des chaussées les plus performantes sera réalisé dans les différentes villes afin de vérifier leur fiabilité en conditions réelles d'utilisation.

Le présent article présente des essais de déflectomètre à masse tombante (FWD) réalisés afin d'obtenir les bassins de déflexion pour des chaussées revêtues de pavés de béton ou d'enrobé bitumineux de la Ville de Québec. Ces essais permettent entre autres de comprendre et vérifier les différences de comportement entre plusieurs structures de chaussées existantes en fonction du type de revêtement (pavés de béton ou enrobé bitumineux), du type de fondation (granulaire ou stabilisée au bitume), de la saison (automne pour la période de pleine récupération de la chaussée, hiver pour la période gelée et printemps pour la période de perte de capacité portante) et du trafic (boulevard à forte circulation, artère urbaine, rue résidentielle, etc.). Les bassins de déflexion relevés pour les chaussées pavées présentent un point d'inflexion important au niveau du revêtement ce qui démontre clairement que les deux types de revêtement influencent très différemment le comportement structural de la chaussée et qui confirme qu'il faut développer des critères de conception spécifiques pour les chaussées revêtues de pavés de béton dans les milieux municipaux nordiques.

## **PLAN D'EXPOSÉ**

Une chaussée typique revêtue de pavés de béton (Figure 1) est composée de pavés de béton séparés par des joints reposant sur un lit de pose. Le maintien des pavés sous l'effet du trafic est assuré en partie par le blocage de rive. Sous le revêtement se trouve la couche de fondation qui peut elle-même reposer sur une couche de sous-fondation.

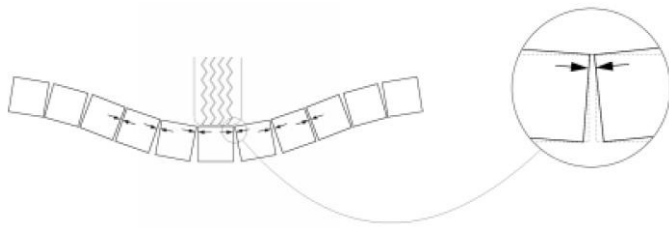


**Figure 1 : Schéma typique d'une chaussée revêtue de pavés de béton**

Ces éléments constitutifs de la chaussée sont des facteurs importants du point de vue de la performance de la chaussée. Afin d'assurer un transfert optimal des charges de trafic du revêtement vers les couches de fondations pour une bonne tenue de la chaussée, les matériaux doivent être choisis adéquatement et les épaisseurs de couche doivent être correctement déterminées.

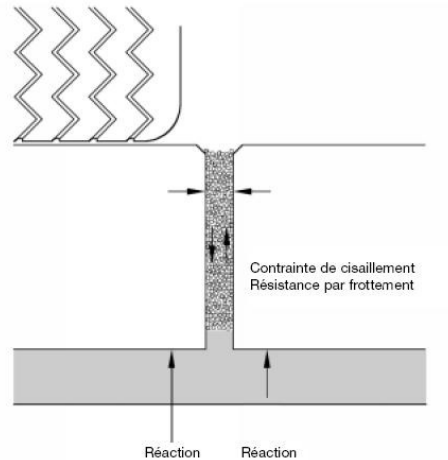
### **Comportement des chaussées revêtues de pavés de béton**

Sous l'effet d'un chargement vertical, les joints de sable permettent le développement de tensions horizontales d'un pavé à l'autre qui réalise une postcontrainte du pavage et assurent une résistance au déplacement d'un pavé par rapport à l'autre (Figures 2 et 3). Jusqu'à présent, il était admis que la pression du pneu appliquée en surface du revêtement impliquait une distribution des contraintes coniques de la surface de contact du pneu vers la base du revêtement. Cependant de récents essais réalisés par Panda (2006) montrent clairement que la distribution des contraintes est de forme parabolique.



**Figure 2 : Postcontrainte du pavage due à la présence de joints de sable**

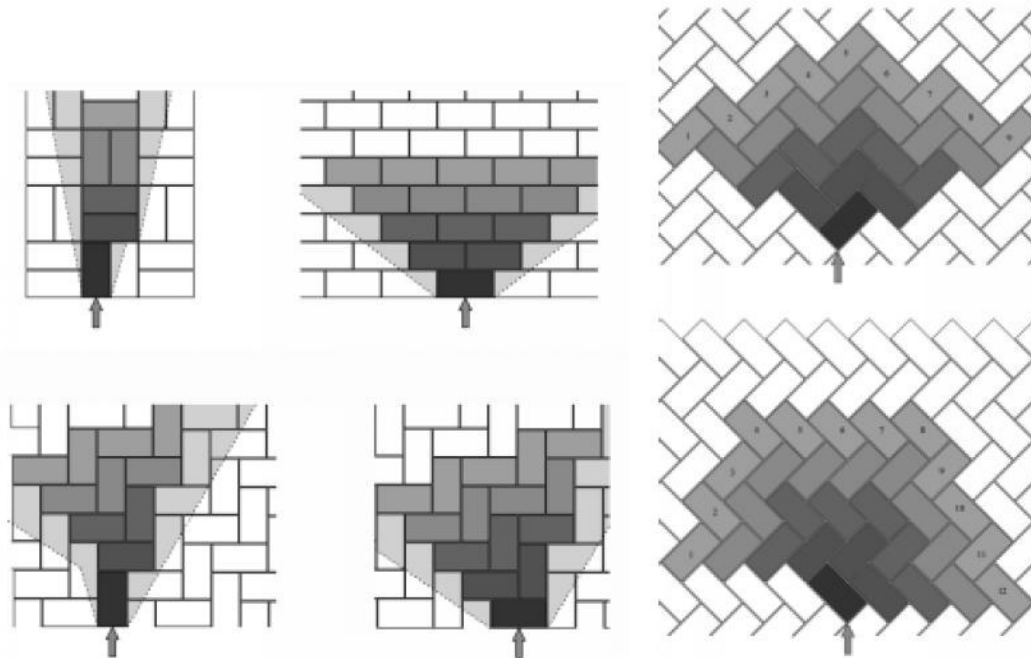
([http://www.febestral.be/febestral/accueil\\_fr.htm](http://www.febestral.be/febestral/accueil_fr.htm))



**Figure 3 : Rôle des joints sous l'effet d'une charge verticale**

([http://www.febestral.be/febestral/accueil\\_fr.htm](http://www.febestral.be/febestral/accueil_fr.htm))

Sous l'effet de la charge horizontale, les pavés de bétons sont retenus par un phénomène de friction avec le sable du lit de pose et comme dans le cas de la charge verticale, le pavé lui-même exerce un effet de répartition. Les joints permettent quant à eux non seulement le transfert de charge d'un pavé à l'autre (par compression) jusqu'aux éléments de blocage de rive, mais peuvent aussi permettre la création de friction entre les pavés. De plus, l'appareillage des pavés et leur orientation vis-à-vis du trafic ont une grande influence sur le transfert des charges horizontales. La Figure 4 présente la répartition des charges en fonction de l'appareillage et de l'orientation des pavés vis-à-vis du trafic sous l'effet d'une charge horizontale. Ainsi, non seulement l'appareillage en chevron à 45° par rapport au trafic présente la meilleure répartition de charge, mais il est important que les joints forment une ligne discontinue par rapport au trafic.

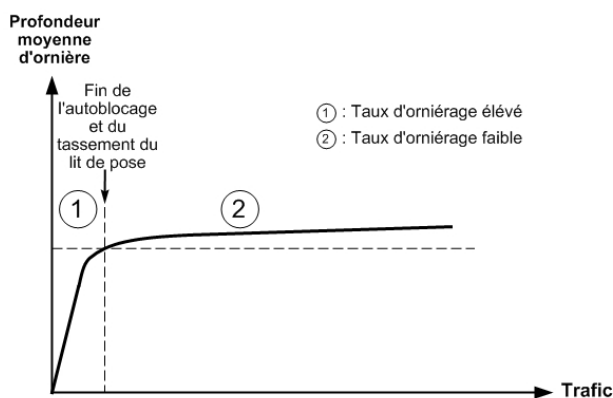


**Figure 4 : Répartition des charges en fonction de l'appareillage et de l'orientation des pavés vis-à-vis du trafic sous l'effet d'une charge horizontale**  
[http://www.febestral.be/febestral/accueil\\_fr.htm](http://www.febestral.be/febestral/accueil_fr.htm)

Le mouvement des pavés, le transfert de charge par les joints et l'autoblocage permettent aux revêtements de pavés de béton d'avoir un comportement de chaussée souple. Rada et coll. (1994) ont réexaminés l'état de chaussées revêtues de pavés de béton après 6 à 8 ans de mise en service sur 3 sites (2 en Ontario et 1 en Caroline du Nord). Leur étude montre clairement que plus le trafic augmente et plus le module équivalent au système "pavés + lit de pose" augmente. Ainsi, au niveau des intersections (trafic fort) les valeurs de module sont comprises entre 2856 MPa et 3808 MPa, pour la chaussée (trafic moyen) entre 2067 MPa et 2598 MPa et pour les aires à faible trafic, de 813 à 1426 MPa. En d'autres termes, cette dispersion des résultats vient du fait qu'avec l'augmentation du trafic, l'autoblocage se développe et le sable se compacte, impliquant alors une augmentation de la rigidité du système "pavés + lit de pose".

Selon Dutruel et Dardare (1987) les courbes de pressions relevées dans la structure sous l'effet d'un chargement sont de type Boussinesq. L'étude menée par Festa et coll. (1996) montre que la déflexion du pavage provient d'un effet combiné du déplacement rigide des pavés et de la déformation du lit de pose. De plus, les couches de fondation et sous fondation se déforment aussi, ce qui montre alors l'effet répartiteur de charge. Selon Panda et Ghosh (2002), quelque soit la forme, la taille, la résistance, l'épaisseur ou la forme du revêtement, le profil de la courbe de déformation est la même et la déflexion augmente de manière non-linéaire avec le chargement. Comparativement aux revêtements bitumineux, les revêtements de pavés de béton présentent une grande déformation au début de leur mise en service.

Cependant, une fois que l'autoblocage est complété et que le lit de pose est compacté, l'augmentation de l'orniérage devient plus faible que celui de l'enrobé bitumineux. De plus, d'après Shackel (1990) à partir d'un certain seuil de trafic et/ou température, l'orniérage du revêtement bitumineux augmente rapidement alors que les pavés de béton ne semblent pas affectés par les changements de température et que l'effet du trafic n'est important que tant que l'autoblocage n'est pas complété et que le sable n'est pas stable. Selon Shackel (2000), les revêtements de pavés de béton résistent mieux à la déflexion qu'un revêtement d'asphalte de même épaisseur. Des essais de chargement et de déchargement ont montré qu'il y avait un grand recouvrement de la déflexion, mais qu'une déformation résiduelle était présente. Ainsi, le revêtement se comporte de manière quasi élastique. De façon générale, comme le présente la Figure 5, plus le nombre de répétitions de chargement augmente, plus la portion de déformations résiduelles diminue, faisant diminuer le taux d'accroissement de l'orniérage (Miura et coll. (1984) ; Shackel (2000) ; Panda et Ghosh (2002)).



**Figure 5 : Courbe typique d'augmentation de la profondeur moyenne d'ornière en fonction du trafic**

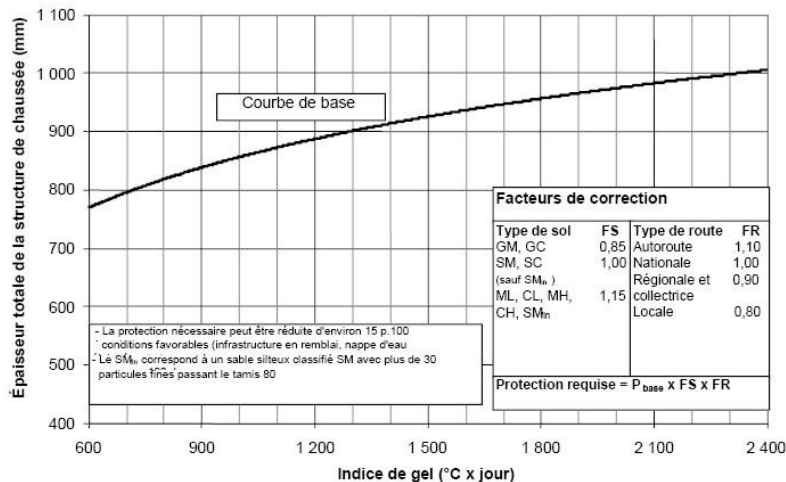
Lorsque les chaussées revêtues de pavés de béton ne sont pas correctement dimensionnées, que la mise en place est incorrecte ou que les charges de trafic sont importantes, l'orniérage et le déplacement des pavés risquent d'être conséquents et l'autoblocage ne se fait plus correctement. De ce fait, un dimensionnement et une mise en place adéquats sont importants pour la tenue de la chaussée.

### **Dimensionnement des chaussées revêtues de pavés de béton en contexte municipal et nordique**

Les chaussées revêtues de pavés de béton semblent se comporter comme des chaussées souples. Ainsi les méthodes de dimensionnement présentées dans la documentation découlent généralement des méthodes utilisées pour les chaussées souples (Shackel (1990) ; Ishai et coll. (2003) ; CMA (2004) ; Leong et Tighe (2005) ; etc.). D'une façon générale, ces méthodes sont utilisées en convertissant les couches de pavés et de lit de pose en une couche unique par un facteur de d'équivalence (en générale de 0.8).

Actuellement au Québec, il n'existe pas de méthode de dimensionnement des chaussées souples en contexte municipal et nordique. D'après Doré et coll. (2005), en milieu municipal, le dimensionnement de la chaussée s'appuie sur les principes d'analyse mécaniste et empirique initialement développés en fonction des besoins des grandes administrations routières. Cette étude montre que ce type de dimensionnement n'est pas toujours adapté au contexte municipal du fait que le type de trafic est différent et que les réseaux souterrains (égout, aqueduc, gaz, électricité, câble de téléphone et câblodistribution) limitent l'épaisseur de la chaussée. En ce qui concerne la prise en compte du trafic, selon Shackel (1990), la magnitude ou le nombre de charges de véhicules ne semblent pas avoir d'effet substantiel sur la réponse des revêtements de pavés de béton, une fois que l'autoblocage est terminé. De plus, les chaussées revêtues de pavés de béton peuvent tolérer une déflexion plus importante que dans le cas des revêtements en enrobé bitumineux avant d'être considérés non conformes structurellement.

Au Québec, le dimensionnement des chaussées souples se fait habituellement à l'aide des équations de Boussinesq et Odemark et de la méthode empirique de l'AASHTO. De plus, le Ministère des Transport du Québec (1999) utilise un critère de conception empirique pour le gel qui préconise une épaisseur totale minimale de structure selon l'indice de gel, présentée à la Figure 6. Cette courbe, utilisée conjointement au modèle de l'AASHTO, a montré dans la pratique que son utilisation permettait des comportements au gel acceptables.



**Figure 6 : Critère usuel du MTQ pour la protection contre le gel, tirée de Ministère des Transport du Québec (1999)**

L'équation de l'AASHTO (1993) est basée sur l'équation empirique :

$$\log_{10} W_{18} = Z_R \times S_0 + 9,36 \log_{10} (SN + 1) - 0,20 + \frac{\log_{10} \left[ \frac{\Delta PSI}{4,2 - 1,5} \right]}{0,40 + \frac{1094}{(SN + 1)^{5,19}}} + 2,32 \log_{10} (145,04 M_R) - 8,07 \quad \text{Équation 1}$$

Avec :

$W_{18}$  : durée de vie en nombre d'essieux lourd admissibles

$Z_R$  : déviation normale associée au risque de calcul  
 $S_0$  : erreur standard de l'estimation  
SN : nombre structural de la structure de chaussée  
 $\Delta$ PSI : perte de qualité (préalablement définie)  
 $M_R$  : Module réversible du sol support (MPa)

Dans cette équation, le nombre structural SN s'exprime de la manière suivante :

$$SN = \sum_{i=1} a_i D_i \quad i = \text{couches de la structure} \quad \text{Équation 2}$$

Avec :

SN : nombre structural  
 $a_i$  : coefficient structural de la couche  $i$   
 $D_i$  : épaisseur de la couche  $i$  (en mm)

Pour chaque couche, une valeur est assignée au coefficient structural de manière à convertir l'épaisseur actuelle de la couche en un nombre structural. Le coefficient structural du revêtement,  $a_1$ , se détermine de la manière suivante :

$$a_1 = K_a \log(145,04 \times M_R) - K_b \quad \text{Équation 3}$$

Avec :

$K_a$  et  $K_b$  : coefficient qui dépendent du type de matériaux  
 $M_R$  : module du revêtement

Ainsi un problème majeur apparaît quant à l'utilisation de cette équation pour les chaussées revêtues de pavés de béton, puisque dans le guide de l'AASHTO (1993) les coefficients  $K_a$  et  $K_b$  ne sont pas précisés pour le cas des revêtements de pavés de béton. Ceci s'explique par le fait que cette méthode se base sur des observations de l'essai routier AASHO qui date des années 60 alors que l'utilisation de revêtement de pavés de béton en Amérique du Nord n'est apparue que dans les années 70.

Comme il a été vu auparavant, de manière générale, le module du revêtement dans le cas des pavés de béton est pris pour le système "pavés + lit de pose" en entier du fait de la grande différence de module entre les deux matériaux. Le fait de prendre un module combiné permet alors d'avoir des valeurs de module décroissantes de la couche de surface vers le sol. Cependant, il paraît difficile de donner une valeur fixe prédéterminée au module du revêtement et donc d'utiliser la méthode de conception de l'AASHTO (1993) directement pour ce type de revêtement.

En ce qui concerne l'analyse mécaniste, le principal défaut de la méthode est qu'elle ne permet pas de prendre en compte la dégradation de la chaussée en service au cours du temps et donc la modification des caractéristiques des matériaux. De ce fait, pour représenter le plus fidèlement possible le comportement de la chaussées sous l'effet du trafic, une combinaison de ces deux approches semble indiquée, soit une analyse mécaniste-empirique. Ce type d'analyse préconise un critère de déformation de traction à la base du revêtement qui permet de minimiser la fatigue à



la base du revêtement et un critère de déformation de compression au sommet du sol d'infrastructure qui permet de diminuer les déformations permanentes, ces deux critères étant étalonnés selon le comportement réel sur le terrain.

La majeure partie de la déflexion apparaît avant que l'autoblocage des pavés soit complet et que le sable soit compacté. Pour représenter l'endommagement de la chaussée, la loi de Miner semble bien adaptée aux revêtements de pavés de béton (Shackel (1990) ; Drenth (2006) ; Nejad et Shadravan (2006)). Cette loi s'exprime par l'équation :

$$\sum_{N=1}^n \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad \text{Équation 4}$$

avec  $n_i$  le nombre de cycles appliqués pour la sollicitation  $S_i$  et  $N_i$  le nombre de cycles pour atteindre la rupture pour la sollicitation  $S_i$ .

En ce qui concerne l'orniérage, soit la déformation en traction de la base du revêtement, le critère de rupture développé par Claessen et coll. (cité par Shackel (1990)) et basé sur le modèle SHELL, s'exprime :

$$S_v = \frac{2800}{N^{0.25}} \quad \text{Équation 5}$$

Où  $S_v$  est la déformation de compression admissible au sommet de la fondation et  $N$  le nombre de répétition de déformations.

De plus, la loi de Miner peut aussi être utilisée pour représenter l'endommagement à la base de la fondation.

### **Suivi structural saisonnier de chaussées municipales en région nordique**

Les chaussées municipales revêtues de pavés de béton sont généralement dimensionnées comme les chaussées revêtues d'enrobé bitumineux avec un facteur d'équivalence de 0.8 pour le revêtement. Depuis l'automne 2006, des essais de relevés de bassins de déflexion ont été réalisés à la ville de Québec dans le but de comparer de manière qualitative le comportement de chaussée revêtue de pavés de béton avec une chaussée revêtue d'enrobé bitumineux. Pour cela, plusieurs structures de chaussées revêtues de pavés de béton ont été sélectionnées ainsi que des structures de chaussées revêtues d'enrobé bitumineux analogue. L'analogie entre deux types de chaussées concerne non seulement sa structure, mais aussi le trafic. Les Figures 7 et 8 présentent les résultats de déflexion relevés pour des forces d'impact de 40 et 60 kN pour des structures de chaussées identiques, une étant revêtue de pavés de béton et l'autre d'enrobé bitumineux. Dans le premier cas, le trafic est moyen et la fondation est une fondation granulaire alors que dans le second cas, la fondation est une grave-bitume et le trafic est fort. Ces graphiques montrent alors que pour des structures de chaussées identiques, les bassins de déflexion relevés dans le cas des revêtements de pavés de béton sont plus élevés que dans le

cas des revêtements d'enrobé bitumieux, pour les deux types de trafic et de fondation.

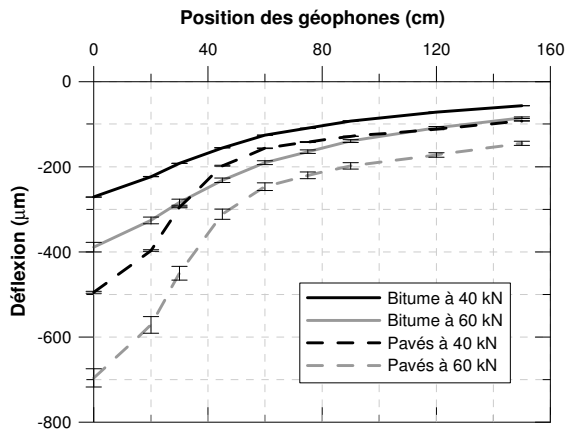


Figure 7 : Bassins de déflexion relevés pour des chaussées revêtues d'enrobé bitumieux et de pavés, de structure équivalente avec fondation granulaire et un trafic moyen

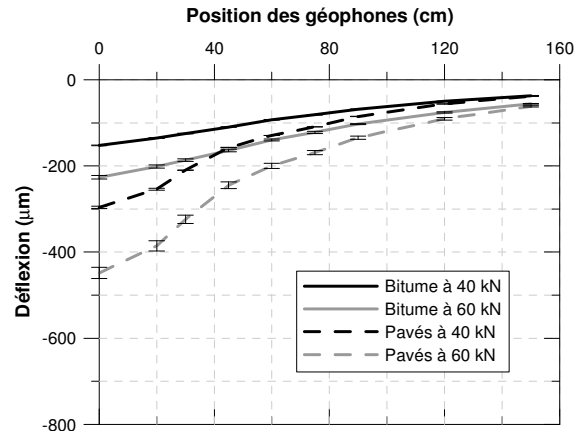


Figure 8 : Bassins de déflexion relevés pour des chaussées revêtues d'enrobé bitumieux et de pavés, de structure équivalente avec fondation en grave-bitume et un trafic fort

Les changements de pentes des bassins de déflexion sont représentés par les indices SCI et BCI qui se définissent ainsi :

$$SCI = D_0 - D_{300} \quad \text{Équation 6}$$

$$BCI = D_{120} - D_{150} \quad \text{Équation 7}$$

où  $D_i$  correspond à la déflexion relevée sous le géophone  $i$ . Les résultats de ces indices sont présentés à la Figure 9 pour le SCI et à la Figure 10 pour le BCI. Ces résultats montrent alors que les changements de pentes des courbes pour les chaussées revêtues de pavés de béton sont plus importants, surtout pour celles situés proches de la charge.

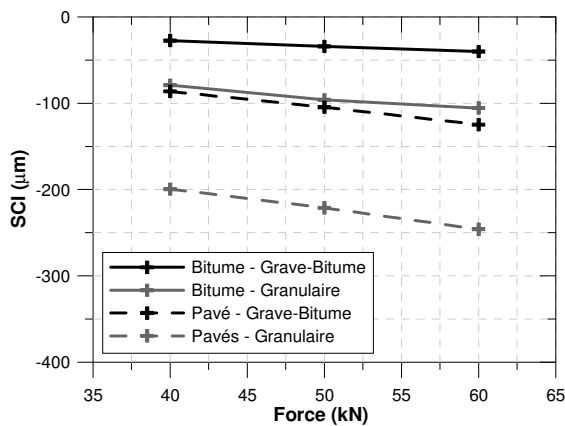


Figure 9 : Indices SCI pour les 4 types de chaussées

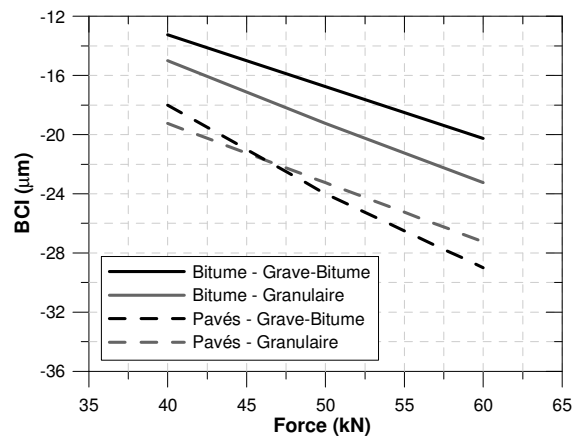


Figure 10 : Indices BCI pour les 4 types de chaussées

## Conclusion

Ces résultats semblent montrer qu'il n'est pas correct de considérer le système "pavés + lit de pose" comme étant équivalent à une couche d'asphalte, même avec un facteur de correction. Ces résultats permettent d'envisager pour la suite des travaux la prise en compte du système "pavés + lit de pose" à l'aide d'un matériau fictif dont les caractéristiques mécaniques restent à déterminer afin de représenter le plus fidèlement le comportement réel des chaussées revêtues de pavés de béton.

## Références

AASHTO (1993), *Guide for Design of Pavements Structures*, American Association of State Highway and Transportation Officials.

CMA (2004), *Concrete Block Paving - Book 2 : Design Aspects*, Concrete Manufacture Association, 20 p.

Drenth, K. P. (2006), *ELMOD 6 : The design and structural evaluation package for road, airport and industrial pavements*, 8<sup>th</sup> International Conference on Concrete Block Paving, San Francisco, California, USA, pp. 721-730.

Dutruel, F. and Dardare, J. (1987), *Etude du comportement structurel des chaussées revêtues par des pavés en béton*, CERIB, Publication technique n°91.

Festa, B., Giannattasio, P. and Perneti, M. (1996), *Evaluation of some factors influence on the interlocking paving system performance*, Proceedings of the 5<sup>th</sup> international conference on concrete block paving, Tel-Aviv, 305-314.

Ishai, I., Livneh, M. and Ruhm, C. (2003), *Method and guidelines for the structural design of concrete block pavements in urban streets*, Proceedings of the 7<sup>th</sup> International Conference on Concrete Block Paving (PAVE AFRICA 2003).

Leong, P. and Tighe, S. (2005), *Best practice design for concrete pavers for canadian municipal applications*, Transportation Association of Canada Fall 2005 meeting, Calgary.

Ministère des Transport du Québec (1999), *Logiciel de dimensionnement des chaussées souple*, Manuel de l'utilisateur.

Miura, Y., Takaura, M. and Tsuda, T. (1984), *Structural design of concrete block pavements by CBR method and its evaluation*, 2<sup>nd</sup> international Conference on Concrete Block Paving, Delft, 152-157.

Nejad, F. M. and Shadravan, M. R. (2006), *A study on behavior of block pavement using 3D finite element method*, 8<sup>th</sup> International Conference on Concrete Block Paving, San Francisco, California, USA, pp. 349-358.

Panda, B. C. (2006), *Load dispersion ability of concrete block layers*, 8<sup>th</sup> International Conference on Concrete Block Paving, San Francisco, California, USA, pp. 433-445.

Panda, B. C. and Ghosh, A. K. (2002), *Structural behavior of concrete block paving. II : Concrete block*, Journal of transportation Engineering, 128(2), 130-135.

- Shackel, B. (1990), *Design and construction of interlocking concrete block pavements*, England, Elsevier Science Publishers LTD, 229 p.
- Shackel, B. (2000), *Test results on the stiffness of paved surfaces*, Betonwerk + Fertigteil-Technik, 66(4), pp.46-55.
- Rada, G. R., Stephanos, P. J. and Smith, D. R. (1994), *Interlocking concrete pavements in North America : a performance evaluation study*, Concrete Block Paving – 2<sup>nd</sup> international workshop, Oslo, 224-233.