

# Développement d'un modèle mécaniste-empirique de prédiction de l'uni des chaussées flexibles

Youdjari Djonkamla, Guy Doré & Jean-Pascal Bilodeau  
Département de génie civil, Université Laval, Québec, QC, Canada



Challenges from North to South  
Des défis du Nord au Sud

## ABSTRACT

To develop the roughness mechanistic-empirical prediction model, four rigorous assumptions were made. The essential point of these assumptions is that the variation of roughness is due to the permanent deformation and the frost heave of subgrade soil. From these assumptions, a mathematical function was derived. The functionality of the model was evaluated with data from laboratory tests and the results obtained are realistic.

## RÉSUMÉ

Pour développer le modèle de prédiction de l'uni mécaniste-empirique, quatre rigoureuses hypothèses ont été posées. L'essentiel de ces hypothèses est que la variation de l'uni est due à la déformation permanente et au soulèvement au gel de sol d'infrastructure. De ces hypothèses, une fonction mathématique a été dérivée. La fonctionnalité du modèle a été évaluée avec des données des essais de laboratoire et les résultats obtenus sont réalistes.

## 1 INTRODUCTION

Selon l'American Society for Testing and Materials (ASTM, 2012), l'uni d'une chaussée est définie comme « une déviation de la surface par rapport à la vraie surface plane, dont les dimensions caractéristiques affectent la dynamique du véhicule, la qualité de roulement, les charges dynamiques et le drainage ». Cette notion de l'uni incorpore des problèmes structuraux et fonctionnels, qui sont évidemment de nature différente, d'où la complexité de considérer ces deux problèmes de façon combinée dans un modèle de prédiction. Cependant, après des décennies de développement de plusieurs écoles de pensée, un consensus semble se dégager autour de l'utilisation de l'Indice de Rugosité Internationale (IRI). Le concept a été développé dans le cadre d'un projet financé par la Banque Mondiale (Sayers et al., 1986). La figure 1 illustre le concept modélisé par le modèle « quart de véhicule ». Ce modèle simule les mouvements verticaux relatifs entre le châssis et l'essieu d'un véhicule roulant à 80 km/h engendrés par l'ondulation du profil longitudinal, et en déduit l'IRI. Cet indice est largement adopté à cause de la stabilité de la mesure dans le temps, de sa bonne répétabilité et du caractère transférable de la méthode de calcul (Mora, 2003). Bien que l'IRI permette de représenter rigoureusement les problèmes structuraux qui affectent la qualité du roulement, sa prédiction est encore empirique. La revue des connaissances réalisée le démontre. Exceptionnellement, le modèle d'Ullidtz (1987) est bâti sur une approche mécaniste, mais prédit le Slope Variance (SV), qui a une forte corrélation avec l'uni. Celui-ci n'a pas une forme mathématique explicite et nécessite des nombreux paramètres. Il est par conséquent un outil purement théorique. Dans le cadre de cet article, le modèle que nous avons développé part de cette conscience de complexité, s'inspire des modèles empiriques et de celui mécaniste d'Ullidtz, en proposant un modèle mécaniste-empirique.

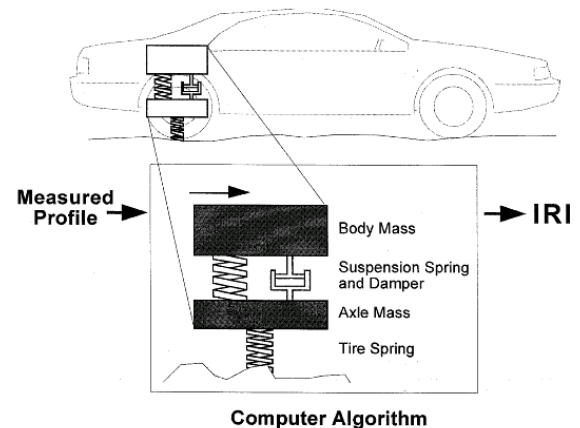


Figure 1: IRI déterminé à partir du modèle « quart de véhicule » (Sayers et al. 1986)

## 2 CADRE DE MODÉLISATION

L'analyse des modèles existants permet de se concentrer essentiellement sur les modèles NCHRP (2004) et d'Ullidtz (1978). Le modèle NCHRP (2004) est bâti sur l'hypothèse qui stipule que l'uni est la somme de l'uni initial et l'uni dû aux différentes dégradations (déformations permanentes, fissures transversales et longitudinales, nids de poule, etc.). Cette hypothèse est pertinente et sera utilisée dans le cadre du présent développement de modèle. La discrétisation longitudinale utilisée dans le modèle d'Ullidtz (1978) est l'aspect inspirant dudit modèle.

Le profil longitudinal de la chaussée peut être considéré comme des segments de longueur  $dx$  le long desquels la surface de la chaussée est inclinée d'une certaine pente, tel que montré à la figure 2. La variation de la pente dans le temps implique la variation de l'uni dans le temps.

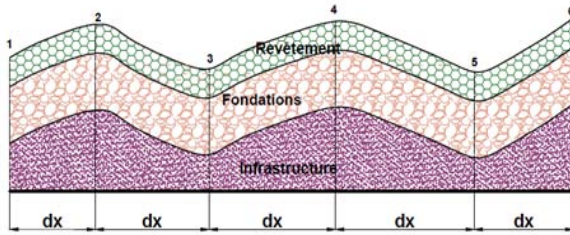


Figure 2: Représentation simplifiée du profil longitudinal

## 2.1 Hypothèses de modélisation

Le processus suivi pour le développement du modèle est basé sur 4 principales hypothèses.

Hypothèse 1 : Il y a un uni initial. La variation de l'uni dans le temps est due aux variations de la déformation permanente ( $\epsilon_p$ ) et du soulèvement au gel ( $S$ ) du sol d'infrastructure. Cette hypothèse considère que la chaussée dès la fin de sa construction a un uni de départ, qui est dû aux défauts de construction. Les données compilées par le Ministère des Transports du Québec entre 2009 et 2013 (Isodora, 2014) semblent le confirmer (Figure 3). L'uni initial en de IRI est comprise entre 0,94 et 1,11 m/km. Cette hypothèse circonscrit aussi la déformation permanente et le soulèvement au gel comme responsables de l'augmentation de l'uni dans le temps. En effet, la variation de ces facteurs, pendant sa durée de vie utile, affecte directement le profil de la chaussée. Cette modification du profil de la chaussée peut avoir un impact direct sur la dynamique des véhicules. Par ailleurs, ces deux phénomènes ont des effets complémentaires sur l'augmentation de l'uni. En effet, le point ayant plus de déformation permanente est moins susceptible au soulèvement au gel à cause de la réduction de la matrice poreuse source d'approvisionnement en eau, et condition essentielle à la formation des lentilles de glace. Cette condition fait que, si le sol doit subir à la fois ces deux phénomènes, la pente augmente, tel qu'illustré à la figure 4. Si la pente augmente, l'uni aussi augmente. Cet aspect d'augmentation de l'uni pendant l'hiver est connu et documenté. Hebert et Doré (2003) ont mesuré l'uni en termes d'IRI (Figure 5) qui confirme bien le principe d'augmentation d'uni pendant l'hiver. Enfin, l'hypothèse 1 stipule que la variation de l'uni est due au sol d'infrastructure. Cette hypothèse considère que les couches de fondation, de sous-fondations et du revêtement sont constituées des matériaux sélectionnés et donc relativement homogènes. Les variations de la déformation permanente et du soulèvement au gel sont relativement constantes et par conséquent n'ont pas d'effet significatif sur la variation de la pente et donc de l'uni. L'uni observé sur des chaussées construites sur de roc (Figure 6) supporte bien cette hypothèse.

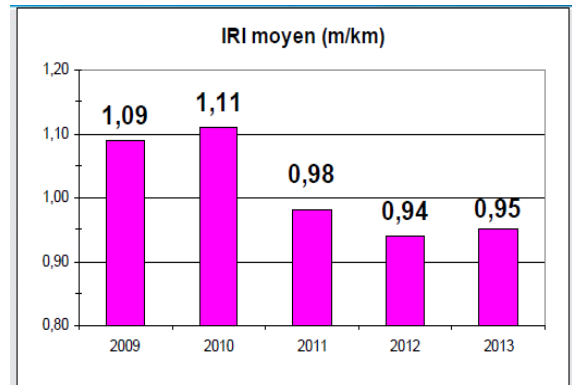


Figure 3: Moyenne d'uni initiale au Québec (Isodora, 2014)

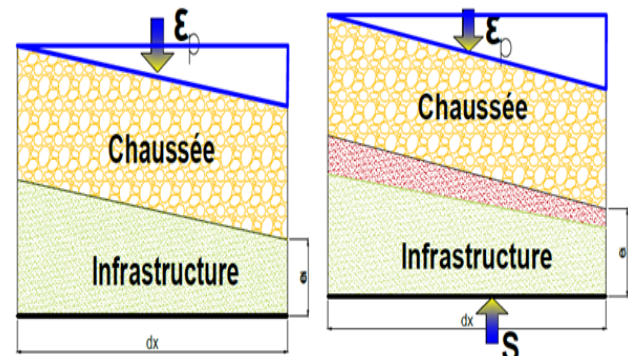


Figure 4: Les influences de la déformation permanente et du soulèvement au gel sur la pente

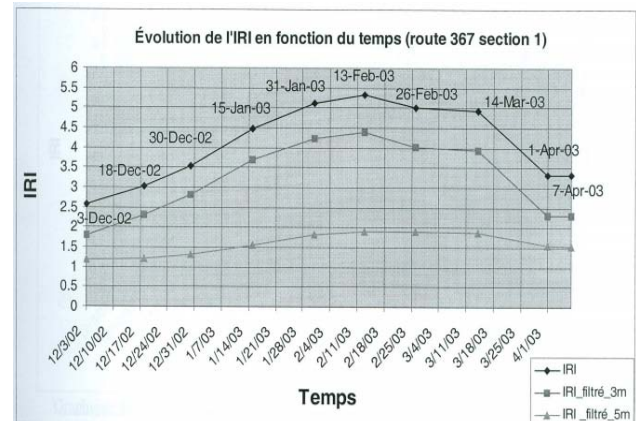


Figure 5: Augmentation d'uni pendant l'hiver (Hebert et Doré, 2003)

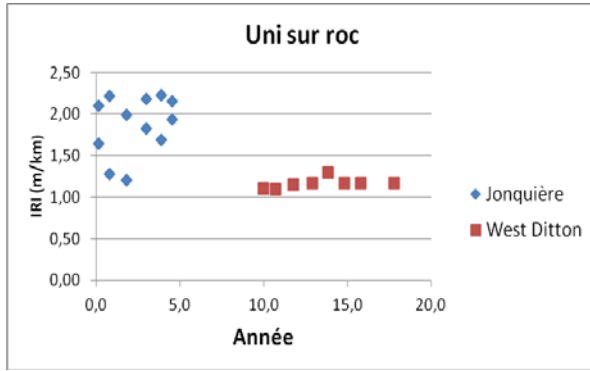


Figure 6: Uni de chaussées construites sur du roc (Base des données MTQ)

Hypothèse 2 : Les longueurs d'onde variant de 1 à 9 m peuvent être considérées comme critiques et pouvant affecter la dynamique du véhicule. Selon plusieurs études (Vaillancourt, 2004), les ondulations de grandes longueurs d'onde visibles à la surface de la chaussée sont attribuables aux défauts du sol d'infrastructure. Dans le même élan, Doré et al. (2005), ont fait une étude d'impact de longueur d'onde et d'amplitude sur la perte de la force de contact. Le résultat de leurs travaux présenté à la Figure 7 est éloquent. En fixant le seuil de perte de la force de contact critique à 30%, et en supposant que les amplitudes les plus réalistes sont entre 0 et 50 mm, on peut en déduire que les longueurs d'onde critiques correspondant sont de 1 à 9m. Pour être conforme avec la première hypothèse qui stipule que c'est le sol d'infrastructure qui est la source de la variation de l'uni, la longueur d'onde de 9m est plus vraisemblable. Le choix des demi-longueurs d'onde ou les longueurs des pentes (dx) de 4 à 5 m sont donc bien justifiées.

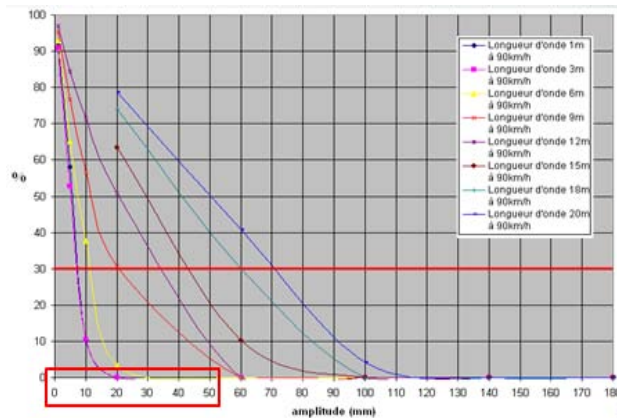


Figure 7: Pourcentage de perte de force de contact maximum pour les pneus de l'essieu arrière en fonction de l'amplitude et des longueurs d'onde à 90 km/h (Doré et al., 2005)

$$IRI = \left( IRI_0 + K \times \sum_{i=1}^n \frac{e}{(n-1) \times dx} \left( |\varepsilon_{p(i-1)} - \varepsilon_{p(i)}| \right) + K \times \sum_{i=1}^n \frac{1}{(n-1) \times dx} \left( |S_{(i-1)} - S_{p(i)}| \right) \right) \times \varphi(F_t) \quad [2]$$

Hypothèse 3 : Les fissures transversales sont considérées comme des facteurs aggravants. En effets, pendant la durée de vie utile d'une chaussée, le revêtement se fissure transversalement par contraction thermique. Ces fissures sont des zones préférentielles pour la pénétration de l'eau qui peuvent réduire la résistance à la déformation permanente et augmenter la gélivité du sol d'infrastructure. Les fissures transversales sont indirectement responsables de l'évolution de l'uni et c'est pourquoi elles sont considérées comme des facteurs aggravants.

Hypothèse 4 : Le modèle n'est valable que pour la durée de vie utile d'une chaussée flexible (25-30 ans). Il est considéré qu'après ce temps, les dégradations comme les nids de poule, les pelades, les faïençages...peuvent apparaître et rendre les hypothèses fondamentales précédentes caduques.

### 3 DÉRIVATION MATHÉMATIQUE

L'uni prédit en termes d'indice de rugosité internationale (IRI) en m/km peut s'écrire mathématiquement comme suit :

$$IRI = (IRI_0 + IRI_{\varepsilon_p} + IRI_s) \times \varphi(F_t) \quad (m/km) \quad [1]$$

Où :

$\varphi$  : fonction quelconque dont la valeur est supérieure ou égale à 1,

$IRI_0$  : indice de rugosité international initial (m/km)

$IRI_{\varepsilon_p}$  : indice de rugosité international dû à la déformation permanente (m/km)

$IRI_s$  : indice de rugosité international dû au soulèvement au gel

$F_t$  : fissures transversales (%/m<sup>2</sup>)

Ce libellé mathématique est en cohérence avec les hypothèses postulées précédemment à savoir que l'évolution de l'uni est principalement due à l'uni initial, à la déformation permanente et au soulèvement au gel, avec les fissures transversales considérées comme facteur aggravant.

La forme plus développée de l'équation 1 est :

Où :

$K$  : coefficient représentant la relation entre le changement de la pente (ou profil) et le mouvement vertical induit du véhicule

$n$  : nombre des pentes

$e$  : épaisseur sensible du sol d'infrastructure (mm)

$dx$  : longueur de base de la pente (m)

$i$  : nombre des points sur le profil

$\varepsilon_p$  : déformation permanente (%)

$S$  : soulèvement au gel.

Le développement de cette forme mathématique repose sur la notion de pente. Les variations des pentes dues à la déformation permanente et au soulèvement au gel sont ainsi calculées. Comme le profil en long de chaussée peut-être constituée de plusieurs pentes, la moyenne est calculée.

#### 4 ÉTUDE DE FONCTIONNALITÉ DU MODÈLE

Les prédictions de la déformation permanente et du soulèvement au gel du sol d'infrastructure sont les composantes essentielles de prédiction de l'uni basée sur l'équation 2. Ces prédictions doivent incorporer de façon satisfaisante les propriétés du sol responsables du comportement différentiel des chaussées. Les modèles choisis, exposés dans cette section répondent à cette exigence.

##### 4.1 Choix du modèle de soulèvement au gel

Konrad et al. (1981 et 2005) ont développé un modèle intéressant de prédiction du soulèvement au gel qui incorpore la surface spécifique et le diamètre des particules fines. Ces propriétés sont des facteurs potentiels de soulèvement différentiel de chaussée puisqu'elles sont fort probablement variables le long d'un profil. Le modèle s'écrit comme suit :

$$S = 1,09 \times dt \times SP \times grad(T) \quad [3]$$

$$\text{Avec } SP \times S_s = (116 - 75 \times \log(d_{50}(FF))) \times 10^3 \quad [4]$$

Où :

$S$  : soulèvement au gel (mm)

$dt$  : temps d'exposition au gel (j)

$SP$  : potentiel de ségrégation ( $\text{mm}^2/^\circ\text{C.j}$ )

$grad(T)$  : gradient de la température ( $^\circ\text{C/mm}$ )

$S_s$  : surface spécifique

$d_{50}(FF)$  : diamètre de 50% passant le tamis 80 microns.

##### 4.2 Choix du modèle de la déformation permanente

Djonkamla, Doré et al. (en cours de publication) ont développé un modèle de prédiction de la déformation permanente du sol d'infrastructure ayant comme intrants les propriétés du sol. Ce modèle est libellé comme suit :

$$\varepsilon_p = \left( \frac{S_r}{\rho_d} \right) \times N^{(k_1 \rho_d + k_2 \% FF + k_3 \% Arg + k_4 Cc + k_5 VB)} \quad [5]$$

$$k_1 = 1,3.10^{-3}, k_2 = 5,6.10^{-4}, k_3 = -2,7.10^{-3},$$

$$k_4 = -8,8.10^{-3}, k_5 = 5,1.10^{-2}$$

Où :

$S_r$  : degré de saturation

$\rho_d$  : densité sèche

$N$  : nombre d'applications de charge de trafic

$\%FF$  : pourcentage de fine

$\%Arg$  : pourcentage d'argile

$Cc$  : coefficient de courbure

$VB$  : valeur au bleu,

$k_1, k_2, k_3, k_4, k_5$  : constants de régression.

##### 4.3 Fonction des fissures transversales : $\varphi(F_i)$

Pour simplifier l'analyse de sensibilité du modèle, les fissures transversales sont supposées inexistantes et par conséquent  $\varphi(F_i) = 1$

##### 4.4 Paramètres d'analyse invariables

Dans le but de faire une démonstration du modèle proposé, les paramètres suivants sont supposés invariables le long d'un profil donné. En effet, ce sont des paramètres liés aux sollicitations climatiques et de trafic d'une part et d'autre part conformes aux hypothèses établies. Pour des questions de simplification, le coefficient  $K$  a été choisi égal à 1.

$K=1$

$dx$  : 4 m

Épaisseur sensible du sol ( $e$ ) : 300 mm

$Grad(T)$  : 0.00265  $^\circ\text{C/mm}$

Temps d'exposition au gel du sol : 120j

$IRI_{\text{initial}}$  = 0.95 m/km

Nombre de cycle = 1000000

##### 4.5 Paramètres d'analyse variables

Le sable Fossambault et l'Argile St-Alban, deux types de sols bien caractérisés ont été choisis pour effectuer cette analyse de sensibilité. Le tableau 1 récapitule les propriétés de chaque sol. Pour chaque sol, les données du tableau 1 représentent un point du profil. Un autre point du profil est créé (créer la pente) en variant les paramètres du tableau selon le bon jugement. Pendant cette analyse, ces paramètres sont variés plusieurs fois dans le but de voir leurs influences sur l'uni. En effet, à partir de la valeur d'essai (Tableau 1), le champ de variation probable est défini. Par exemple, avec un degré de saturation autour de 70%, le champ de variation a été établi de -10% à 10%. Cette variation est jugée réaliste pour les conditions de Québec. Ce sont ces critères qui sont utilisés pour faire les variations des paramètres au tableau 1.

Tableau 1: Valeurs des propriétés des sols issues des essais de laboratoire

| Propriétés de sols            | Sable Fossambault | Argile St-Alban |
|-------------------------------|-------------------|-----------------|
| %FF                           | 29,7              | 95,4            |
| %Arg                          | 8,3               | 58,9            |
| VB                            | 0,51              | 2,48            |
| $\rho_d$ (Kg/m <sup>3</sup> ) | 1998              | 1700            |
| Cc                            | 4,73              | 0,94            |
| Ss (m <sup>2</sup> /g)        | 10,63             | 52,04           |
| d <sub>50</sub> (FF) (um)     | 10                | 1               |
| Sr (%)                        | 67                | 76              |

## 5 VALEURS D'UNI ET SENSIBILITÉ DES PARAMÈTRES

Les figures 8 à 11 montrent les valeurs d'uni en termes d'indice de rugosité internationale pour différentes valeurs d'une variable. Il est possible d'observer que les valeurs d'uni ne sont pas aberrantes et sont des valeurs qui peuvent refléter la réalité de terrain. Il est aussi constaté que plus l'écart à la valeur expérimentale d'un paramètre visé est grand plus l'uni est grand. Cette observation conforte l'hypothèse selon laquelle plus les valeurs des propriétés du sol d'infrastructure sont variables, plus le risque de développement de comportement différentiel est important, ce qui est associé à une augmentation de l'IRI.

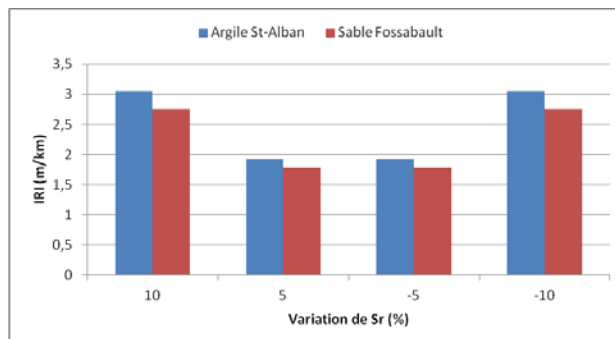


Figure 8: Influence du degré de saturation sur l'uni

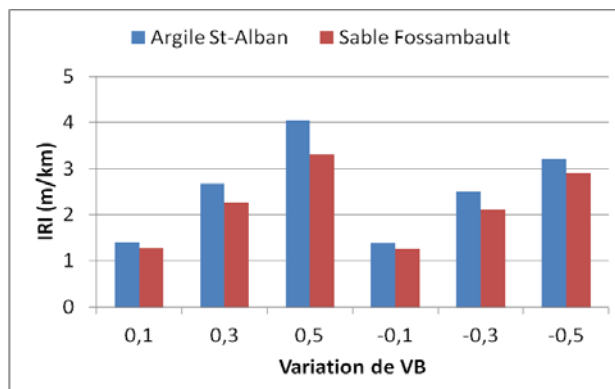


Figure 9: influence de la valeur au bleu sur l'uni

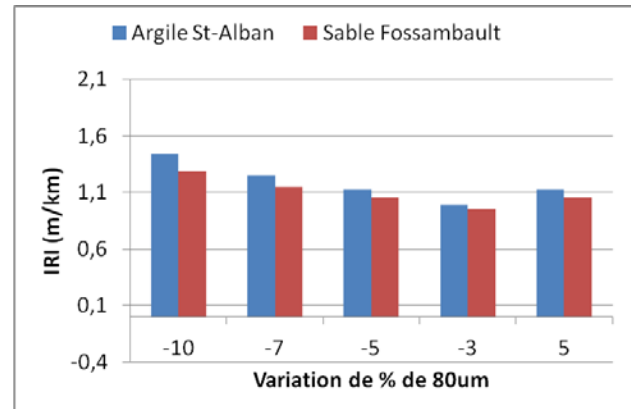


Figure 10: Influence des fines sur l'uni

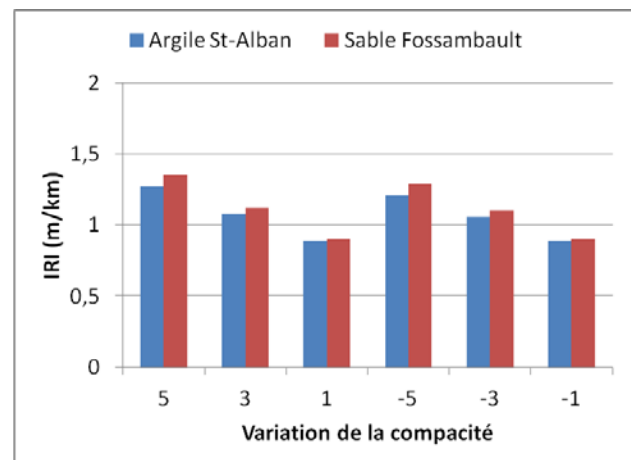


Figure 11: Influence de la compacité sur l'uni

## 6 UNI D'ÉTÉ ET UNI D'HIVER

La figure 12 montre la capacité du modèle à simuler l'augmentation de l'uni pendant l'hiver lorsque le sol d'infrastructure est un sol gélif. Le test du modèle est fait sur les argiles St-Alban, St-Narcisse et Fossambault. Bien que le test fait sur l'argile St-Alban semble donner des valeurs exagérées, le principe d'augmentation de l'IRI en hiver est néanmoins respecté.

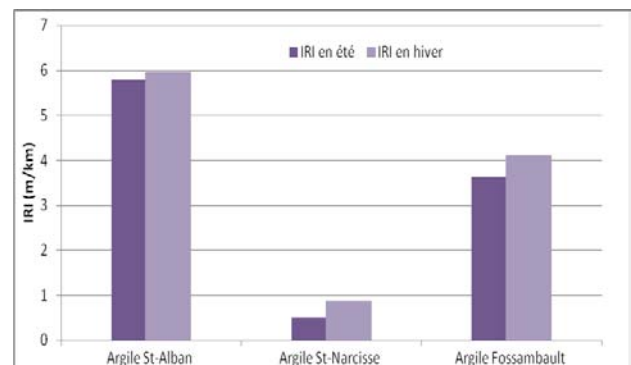


Figure 12: Comparaison entre l'uni d'été et l'uni d'hiver

## 7 CONCLUSION ET PERSPECTIVE

Le test de fonctionnalité du modèle paraît concluant au regard des résultats obtenus. Le modèle doit être validé et calibré avec des données réelles d'uni sur le terrain afin de le compléter. Les données d'uni dans les bases de données du Ministère des Transports du Québec et du LTPP (Long Terme Pavement Performance) vont être utilisées pour réaliser cet objectif. Des échantillons de sol d'infrastructure ont été prélevés à chaque 5m sur les bordures de certaines chaussées des bases de données. Des essais de caractérisations ciblés vont être réalisés afin de retrouver les paramètres intrants du modèle d'uni à valider. Aussi, la fonction des fissures transversales  $p(F_f)$ , et le coefficient K doivent être rigoureusement définis.

## RÉFÉRENCES

- American Society of Testing and Materials (2012), "Terminology Relating to Vehicle-Pavement Systems" ASTM E 867-6, Vol 4.03.
- Djonkamla Y., Doré G et al. (2015), "Développement d'un modèle de prédiction de déformation permanente prenant en compte les propriétés des sols", Publication en cours
- Doré, G. and N. Fradette (2005). "Étude des conséquences de la détérioration de l'uni des chaussées sur le comportement des véhicules et la sécurité des usagers de la route". Congrès annuel de l'association des transports du Canada. Calgary (Alberta).
- Hebert S. et Doré G.(2003), "Évolution hivernale de l'uni de la chaussée", Projet de fin d'études à l'Université Laval
- Isodora H. (2014), "Les clauses d'uni: de la théorie à la pratique", Colloque de l'Association Québécoise de Transport
- Konrad J-M. and N. R. Morgenstern (1981). "The segregation potential of a freezing soil". Revue Canadienne de génie civil ,18: 482-491.
- Konrad, J.-M. (2005). "Estimation of the segregation potential of fine grained soils using the frost heave response of two reference soils." ". Revue Canadienne de génie civil, 42: 38-50.
- Mora, M. L. (2003). "International Roughness Index(IRI) and Slope Variance Models". Brigham Young University.
- NCHRP 1-37A (2004). "Guide for mechanistic empirical pavement design of new and rehabilitated pavements". <http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/archive/mepdg/guide.htm>.
- Sayers et al. (1986). Establishing Correlation and a Calibration Standard for Measurements. World Bank Technical Paper Number 45.
- Ullidtz, P. (1987). "Pavement analysis". Elsevier.
- Vaillancourt M. (2004), "Méthodologie de modélisation des chaussées souples et impact des sols d'infrastructure", Thèse de doctorat à l'École de Technologie Supérieure.