

# Étude de la sensibilité d'un pont routier aux effets dynamiques induits par la circulation routière

Marc Savard, Ph. D., ing.

Direction des structures

Ministère des Transports du Québec

## RÉSUMÉ

Cet article présente un modèle numérique tridimensionnel basé sur la méthode des éléments finis permettant d'estimer la moyenne et le coefficient de variation du facteur d'amplification dynamique requis pour l'évaluation de la capacité portante d'une structure. De nombreuses analyses ont été réalisées en faisant varier aléatoirement (simulations de Monte Carlo) les paramètres suivants : la masse du véhicule, l'espacement entre ses essieux arrière, sa vitesse et sa position transversale sur le tablier. Des profils de chaussée aléatoires comportant des cahots sont également introduits dans les analyses. L'analyse statistique des résultats permet le calcul du coefficient de majoration dynamique représentatif de la sensibilité de la structure aux effets dynamiques induits par le trafic routier.

## 1. INTRODUCTION

La plupart des codes et méthodes de calcul utilisés actuellement pour la conception et l'évaluation des ponts routiers tiennent compte de la nature dynamique des sollicitations en majorant les résultats des analyses statiques. Cette approche revient à considérer les effets dynamiques comme des charges statiques supplémentaires pour lesquelles le principe de superposition des effets s'applique. Cette idéalisation statique de l'application des charges et du comportement du pont est privilégiée dans le but de conserver l'aspect statique et simplifié de l'analyse. Cependant, ni la charge ni le pont n'ont les caractéristiques d'un système statique. Le véhicule se rapproche davantage d'un train de charges mobiles d'intensité variable et le pont possède des caractéristiques vibratoires lui conférant une susceptibilité aux effets du trafic routier. Ainsi, dans le but de valider l'approche statique du problème, tel que souhaitée dans les spécifications actuelles, il est essentiel d'estimer un coefficient de majoration dynamique (CMD) applicable aux effets induits par le chargement normalisé qui soit représentatif de la susceptibilité de la structure étudiée.

Le facteur par lequel on multiplie la réponse statique induite par les surcharges s'appelle le facteur d'amplification dynamique (FAD). Le FAD est défini comme le rapport de la

différence entre l'intensité de la réponse dynamique maximale et l'intensité de la réponse statique correspondante sur la réponse statique maximale. Généralement, les réponses considérées sont des mesures des déflexions ou des déformations développées aux sections critiques, et plus rarement des mesures des réactions d'appuis. Théoriquement, le FAD demeure valide tant et aussi longtemps que la structure manifeste un comportement linéaire.

On retrouve dans la littérature sur ce sujet les résultats de nombreuses études expérimentales et numériques. Plusieurs centaines de ponts ont été testés expérimentalement à travers le monde et les résultats de ces tests sont à la base des réglementations de plusieurs pays. Bien que les mesures effectuées soient représentatives du comportement réel de la structure étudiée, les paramètres pouvant faire l'objet d'un certain contrôle sont très limités. Cette réalité rend difficile la réalisation d'études paramétriques permettant d'identifier les paramètres dominants.

Par ailleurs, on reconnaît que les vibrations induites par les irrégularités de la chaussée occasionnent l'oscillation des masses des véhicules et causent une variation de l'intensité des charges sous chacune des roues. Ces variations amplifient la réponse de la structure (efforts, déformations et flèches) par rapport au cas où les charges seraient appliquées statiquement. Les vibrations du tablier influencent à leur tour la réponse dynamique du véhicule et un phénomène d'interaction se crée entre les mouvements verticaux des charges des véhicules et ceux du tablier de la structure.

Ce phénomène de quasi-résonance a été observé expérimentalement pour les ponts ayant des fréquences de vibration avoisinant les fréquences de vibration des véhicules commerciaux (Billing, 1984). Cette constatation est à la base des exigences de la norme CAN/CSA-S6-88 qui recommandait un CMD en fonction de la fréquence fondamentale de vibration de la structure étudiée.

Dans les nombreuses études théoriques rapportées, les ponts sont assimilés à une poutre. De cette façon, on admet que tous les points de la section transversale du pont subissent un même déplacement vertical. Cette hypothèse exclut de l'analyse la contribution des modes de torsion. De plus, lorsqu'un élément de poutre est choisi pour modéliser le comportement du tablier, on suppose que la section transversale dispose d'une rigidité suffisante pour empêcher les déformations dans son plan. Enfin, cette approche surestime les amplifications dynamiques réelles occasionnées dans les composantes de la section.

Des études numériques récentes ont démontré la contribution significative des modes de torsion dans la réponse de nombreux ponts. De manière à inclure correctement ces modes, et pour simuler les déformations de la section dans son plan, seul un modèle numérique tridimensionnel peut être utilisé. La souplesse et la versatilité de la méthode des éléments finis rendent celle-ci particulièrement attrayante pour l'étude du comportement dynamique des ponts.

Un bon modèle numérique doit simuler convenablement l'interaction qui existe entre le pont et les véhicules qui le sollicitent. Tout au long du parcours du véhicule, un

processus d'ajustements successifs de la position des masses en vibration du véhicule et de la déformée de la structure se produit. De plus, d'autres sources d'excitation peuvent affecter la vibration du véhicule et, par le fait même, l'intensité des charges appliquées. On note les forces associées au freinage, l'action du vent, les irrégularités de la chaussée, la présence d'autres véhicules simultanément sur le pont et les conditions initiales de vibration des véhicules (conditionnées par l'état de la chaussée des approches du pont). Au fur et à mesure que le véhicule progresse sur le pont, ces facteurs perturbent le mouvement vibratoire du véhicule, amenant la structure à se déformer sous l'effet de charges d'intensité aléatoire. La déformée instantanée du pont est donc, elle aussi, fonction de ces paramètres, en plus de subir l'influence des mouvements des fondations. Dans ce contexte, le véhicule et le pont sont considérés comme deux systèmes vibratoires intimement couplés.

Les autres facteurs ayant une influence sur la réponse d'une structure soumise aux effets du trafic routier sont les suivants :

- Le type et la géométrie du pont;
- Les caractéristiques d'amortissement des divers éléments du pont;
- La rugosité de la surface de roulement;
- L'amplitude d'un cahot à l'entrée du pont (souvent au joint de dilatation);
- Les caractéristiques dynamiques des divers types de véhicules;
- L'espacement entre les essieux des véhicules;
- La position longitudinale et transversale des véhicules sur le tablier et l'espacement relatif entre ceux-ci;
- La vitesse des véhicules,
- etc.

Pour quantifier les effets dynamiques, les normes ont proposé différentes stratégies de calcul tentant de s'approcher le plus possible des conditions réelles tout en conservant la simplicité de l'analyse.

Dans la norme canadienne CAN/CSA-S6-00, le CMD ne s'applique qu'à la surcharge de camion et varie entre 0,25 et 0,40 selon le nombre d'essieux du camion de calcul produisant les sollicitations maximales. La figure 1 définit les paramètres décrivant la surcharge de camion adoptée dans cette norme actuellement en vigueur. Le nombre d'essieux est le seul paramètre retenu et sous-tend essentiellement le poids du véhicule. En effet, plus le nombre d'essieux est élevé, plus la masse totale du véhicule est élevée. Or, les résultats d'essais sur des structures réelles indiquent que l'amplification dynamique serait inversement proportionnelle à la masse du camion qui la génère.

L'utilisation d'une valeur du CMD qui est fonction du nombre d'essieux exige la prise en compte de plusieurs configurations d'essieux. Le tableau 1 rassemble les valeurs à prendre pour le CMD dans différentes circonstances.

**Tableau 1 - Coefficients de majoration dynamique recommandés dans la norme CAN/CSA-S6-00**

<b>CMD</b>	<b>Circonstances</b>
0,5	Joint de tablier
0,4	Un seul essieu du CL-W
0,3	Deux essieux consécutifs ou les essieux 1, 2 et 3 du CL-W
0,25	Trois essieux ou plus du CL-W, sauf les essieux 1, 2 et 3
0,4 ou 0,5	Essieu 4 seul
0,3	Essieux 1 à 3 avec possibilité de relever les essieux
0,25	Essieux 1 à 5 avec possibilité de relever les essieux

Quant à elle, la norme canadienne adoptée en 1988 estimait le CMD à partir de la fréquence du premier mode de vibration de la structure étudiée. Les valeurs du CMD variaient de 0,2 à 0,4.

Dans la norme américaine (AASHTO, 1994), le coefficient de majoration dynamique dépend uniquement de la longueur de la travée. Cette norme propose l'équation suivante pour le calcul du CMD :

$$CMD = \frac{15}{38 + L} \quad [1]$$

où  $L$  est la longueur de la travée exprimée en mètres. Plus tard, en 1998, une nouvelle norme est entrée en vigueur dans laquelle le coefficient de majoration dynamique est constant, sans égard à la longueur ou à quelque paramètre que ce soit.

Dans ce contexte, il apparaît pertinent de déterminer quelle stratégie de calcul du FAD estime de la façon la plus appropriée l'amplification dynamique requise du chargement normalisé. Pour ce faire, des études paramétriques exhaustives doivent être réalisées pour différents types de pont de différentes géométries. La présente étude s'insère dans cette démarche.

## **2. DESCRIPTION DU PONT ÉTUDIÉ**

Pour cette étude de sensibilité aux effets dynamiques, le pont de Saint-Marcel-de-l'Islet a été choisi à cause de sa petite taille et de la disponibilité des résultats d'essais de chargement réalisés en octobre 2001 et 2003. De plus, les calculs théoriques effectués avec la norme CAN/CSA-S6-00 conduisent à un facteur de capacité de surcharge assez faible en considérant un coefficient de majoration dynamique élevé de 0,30.

Ce pont compte deux voies de circulation qui permettent au trafic routier de la route 116 de franchir la rivière Tenturelle. Les photos de la figure 2 montrent une vue en élévation de la structure ainsi que la surface de roulement du tablier. La géométrie de ce pont,

construit en 1944, est présentée sommairement à la figure 3. À noter le fort biais (56 °) qui caractérise le tablier de ce pont.

Une inspection visuelle de cette structure a révélé la présence de fissures de cisaillement larges (plus de 1 mm) près des extrémités des poutres, de même que des fissures de flexion de taille moyenne (jusqu'à 1 mm) qui semblent dues à l'effet d'un moment négatif aux extrémités des deux poutres. Près du centre des poutres, des fissures de flexion sont également notées. De plus, une longue fissure longitudinale large (atteignant 2 mm à certains endroits) est également visible sous la dalle, entre les deux poutres. Finalement, des tâches d'efflorescence et de la délamination affectent l'extrémité des poutres ainsi que les diaphragmes.

Ce pont a fait l'objet d'une évaluation de sa capacité suivant les prescriptions de la norme canadienne CAN/CSA-S6-00. Dans les calculs, un CMD de 30 % a été utilisé (tel que prescrit dans la norme), et on a considéré que les deux voies du pont étaient chargées simultanément, une voie sollicitée par le camion normalisé et l'autre chargée avec 90 % de ce chargement. Considérant que le débit journalier moyen annuel (DJMA) sur pont de Saint-Marcel s'élève actuellement à 345 véhicules, dont 24 camions, le chargement utilisé dans les calculs d'évaluation apparaît peu représentatif des conditions d'exploitation maximales probables. De plus, les coefficients de pondération des charges vives proposés dans la norme semblent élevés, bien que ce type de pont offre peu de redondance structurale. À noter que l'établissement des coefficients de pondération ne tient pas compte de la variabilité des charges particulière au site étudié ni de la durée de vie résiduelle souhaitée pour cette structure.

Les résultats de l'évaluation théorique montrent que la structure ne peut reprendre qu'environ 30 % de la charge légale autorisée sur cette route, en flexion comme en cisaillement. À noter que ces résultats ont été obtenus en exploitant la méthode d'analyse simplifiée proposée dans la norme CAN/CSA-S6-88, laquelle n'est pas valable lorsque le biais du tablier est supérieur à 25 degrés. De plus, on a négligé la retenue horizontale présente aux deux extrémités des poutres qui sont en contact direct sur les culées. Ces conditions d'appui permettent le développement d'un moment résistant négatif, comme en témoignent certaines fissures relevées lors de l'inspection près des extrémités des poutres.

### **3. DESCRIPTION DU MODÈLE NUMÉRIQUE**

#### **3.1 Modélisation de la structure**

La structure étudiée a été modélisée par éléments finis à l'aide d'éléments de plaque de quatre nœuds comportant chacun six degrés de liberté, soit trois rotations et trois déplacements. Chaque élément permet de tenir compte des effets de membrane, de la flexion et du cisaillement transversal ( $Q_4\gamma$ ). La formulation complète de cet élément est présentée par Batoz et Dhett (1990). Ces éléments permettent également le calcul de la matrice masse nécessaire aux analyses dynamiques et aux calculs de valeurs propres

(fréquences et modes de vibration). De plus, un élément de poutre comportant deux nœuds et six degrés de liberté à chaque nœud peut être utilisé pour modéliser les composantes linéiques de la structure (parapets, chasse-roues, entretoises). Ces deux éléments ont été implantés dans le logiciel d'analyse par éléments finis «CLEF» en développement à l'université Laval depuis 1989.

Compte tenu du grand nombre de simulations à réaliser, il est essentiel que le maillage résultant de la modélisation limite au minimum le nombre de degré de liberté total requis. Ainsi, pour le pont de St-Marcel, le modèle comporte 1104 éléments et 6930 degrés de liberté. La figure 4 présente les trois premiers modes de vibration de la structure. Ces modes ont été obtenus après ajustement des conditions aux limites, de la masse et du module d'élasticité du béton armé sur les mesures obtenues lors des essais de chargement réalisés sur cette structure.

### **3.2 Modélisation des véhicules**

La qualité d'une étude portant sur la sensibilité d'un pont aux effets dynamiques dépend en grande partie de la simulation de la variation de l'intensité des charges appliquées en fonction du temps et de l'interaction qui se manifeste entre l'excitation et la structure. Ainsi, il est essentiel que le comportement dynamique des véhicules soit correctement représenté.

Au cours du passage d'un véhicule sur un pont, l'intensité des charges dynamiques appliquées ne dépend pas seulement de la masse totale du véhicule, mais aussi de sa position longitudinale et transversale sur le tablier, de sa vitesse, de son accélération, de la distribution de la charge utile, du nombre d'essieux, de l'espacement entre ceux-ci et des caractéristiques du système de suspension du véhicule. Dans le cas d'un camion semi-remorque, le mouvement vibratoire de la partie remorquée est indissociable de celui du tracteur. Par conséquent, le modèle représentant ce véhicule doit inclure explicitement le tracteur, la remorque ainsi que l'articulation (contre-sellette) qui sert de point d'appui à la remorque.

Pour le développement du modèle représentatif des véhicules, on a admis que la charge utile peut être assimilée à un ou des blocs infiniment rigides reposant sur des amortisseurs linéaires. Des ressorts en série et de masse négligeable simulent le comportement de ces amortisseurs ainsi que la flexibilité des pneus. La figure 5 schématise les composantes du modèle adopté pour un camion semi-remorque de cinq essieux. Les masses  $m_i$  représentent la masse des roues, des freins et s'il y a lieu, de la transmission et du mécanisme directionnel du véhicule. On distingue ces masses de la masse principale de façon à représenter le mieux possible la distribution de la matière dans le véhicule.

D'autre part, l'adoption de ce modèle implique que les deux charges d'un essieu tandem ou les trois charges d'un essieu triple peuvent être représentées par une seule charge appliquée au centre de l'ensemble. De plus, on a admis que les pneus du véhicule demeurent en contact permanent avec la chaussée, il ne peut y avoir de glissement

horizontal de la masse utile par rapport aux essieux et les rotations du véhicule demeurent petites. Les détails du développement de ce modèle sont présentés par Savard *et al.* (1993).

Pour la réalisation de l'étude de sensibilité présentée, les valeurs présentées dans le tableau 2 ont été introduites dans le modèle et ont été considérées constantes pour tous les véhicules générés (voir les paramètres variants à la section 4).

**Tableau 2 – Valeurs numériques attribuées à certains paramètres des camions semi-remorque**

Définition	Notation	Valeur
Masse équivalente pour les roues avant	$m_1$ et $m_4$	400 kg
Masse équivalente pour les roues du centre et arrière	$m_2, m_3, m_5$ et $m_6$	800 kg
Rigidité des amortisseurs avant	$K_1$ et $K_4$	4 000 kN/m
Rigidité des amortisseurs du centre et arrière	$K_2, K_3, K_5$ et $K_6$	8 000 kN/m
Rigidité des pneus avant	$K'_1$ et $K'_4$	2 250 kN/m
Rigidité des pneus du centre et arrière	$K'_2, K'_3, K'_5$ et $K'_6$	8 000 kN/m
Amortissement dans les amortisseurs avant	$C_1$ et $C_4$	20 kN/m.s <sup>-1</sup>
Amortissement dans les amortisseurs du centre et arrière	$C_2, C_3, C_5$ et $C_6$	20 kN/m.s <sup>-1</sup>
Amortissement dans les pneus avant	$C'_1$ et $C'_4$	20 kN/m.s <sup>-1</sup>
Amortissement dans les pneus du centre et arrière	$C'_2, C'_3, C'_5$ et $C'_6$	20 kN/m.s <sup>-1</sup>
Cote des centres de gravité $G_1$ et $G_2$	$h_v$	2,0 m

### 3.3 Modélisation du profil de la chaussée

Étant donné la grande variété des phénomènes qui interviennent dans le façonnement du profil d'une chaussée, il convient d'assimiler ce profil à un processus aléatoire stationnaire gaussien de moyenne nulle (Honda *et al.*, 1982). Ce processus aléatoire,  $r(x)$ , peut être généré en faisant la sommation de  $n$  fonctions cosinus d'amplitude  $\alpha$ , de fréquence angulaire  $\omega$  et de phase  $\theta$ . On a :

$$r(x) = \sum_{n=1}^N [\alpha_n \cos(\omega_n x - \theta_n)] \quad [2]$$

L'amplitude  $\alpha_n$  est le paramètre principal qui conditionne l'importance des irrégularités de la chaussée. En admettant que l'angle de phase  $\theta_n$  est une variable aléatoire indépendante ayant une densité de probabilité uniforme dans l'intervalle de 0 à  $2\pi$ , on peut démontrer que l'amplitude des fonction cosinus est donnée par l'équation suivante :

$$\alpha_n = \sqrt{4 S(\omega_n) \Delta\omega} \quad [3]$$

où  $S(\omega)$  est la fonction densité spectrale de puissance représentative des irrégularités. La fonction exponentielle décrivant la densité spectrale de puissance suivante a été proposée par Honda *et al*, (1982) :

$$S(\omega) = A \omega^{-t} \quad [4]$$

avec  $A$  le coefficient de rugosité de la chaussée et  $t$  pris égal à 2. L'expression décrivant le profil de la chaussée devient :

$$r(x) = \sum_{n=1}^N \left[ \sqrt{4 S(\omega_n) \Delta\omega} \cos(\omega_n x - \theta_n) \right] \quad [5]$$

La figure 6 permet d'établir la correspondance entre le coefficient de rugosité de la chaussée  $A$  et l'indice international de rugosité (IRI). Cet indice exprime la sommation des déplacements verticaux subis par un véhicule de référence parcourant une distance d'un kilomètre (Bergeron, 2002). Des relevés de profilométrie inertielle effectués en 1997 ont permis de mesurer l'indice IRI de plusieurs structures du réseau routier supérieur du Québec. Ainsi, 66 % des structures (incluant les approches) qui ont fait l'objet d'un tel mesurage se sont vu attribuer un indice IRI inférieur à 3. Dans le cadre de cette étude, un IRI de 2,5 a été admis pour le tablier et les approches du pont étudié. On peut, à l'aide de la figure 6, déterminer le coefficient de rugosité de la chaussée correspondant à une valeur de IRI de 2,5 et poser  $A$  égal à  $4,90 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{cycle}$ . À titre indicatif, on montre à la figure 7 l'indice IRI à attribuer à un profil de chaussée selon la description subjective qui lui convient le mieux.

### 3.4 Techniques de résolution

Pour résoudre le système d'équations différentielles du deuxième ordre résultant de considérations d'équilibre de toutes les forces en jeu, un schéma d'intégration implicite de Newmark a été exploité en admettant une accélération constante au cours du pas de temps et égale à l'accélération moyenne sur cet intervalle ( $\alpha = 0,5$  et  $\beta = 0,25$ ). La durée d'un pas de temps est fixé à un millièmme de seconde. Ainsi, un véhicule circulant à 20 m/s (72 km/h) parcourt 20 mm à chaque pas de la résolution. Ce pas de temps est requis pour que le modèle du camion puisse être correctement sollicité par les irrégularités de la chaussée.

L'amortissement structural introduit dans le modèle numérique est basé sur le modèle de Rayleigh, soit une combinaison linéaire de la matrice de rigidité et de la matrice masse. À noter que dans le processus de résolution, la matrice masse est diagonalisée.



Pour tenir compte de l'interaction qui se manifeste entre le pont et le véhicule, on a choisi de construire différents systèmes d'équations, soit un pour le pont et un autre pour représenter chacun des véhicules. Procéder de cette façon revient à considérer les différents systèmes comme découplés. L'algorithme de résolution qui a été développé (Savard *et al.*, 1993) tient compte du couplage qui existe entre ces systèmes en recherchant itérativement à chaque pas de calcul l'équilibre dynamique des systèmes par l'ajustement de la valeur des degrés de liberté communs. Cette approche permet de calculer une fois pour toute et de façon indépendante les matrices masse, d'amortissement et de rigidité de tous les sous-systèmes.

#### **4. MODÉLISATION STATISTIQUE DES PARAMÈTRES VARIANTS**

Quatre paramètres ont été aléatoirement modifiés au début de chacune des simulations effectuées avec des camions semi-remorque, soit la masse totale du véhicule, l'espacement entre ses essieux milieu et arrière, la localisation transversale du trajet sur le tablier et la vitesse du camion.

La masse totale du véhicule est déterminée en considérant une loi de probabilité normale. Pour le camion semi-remorque, la masse moyenne s'élève à 40 tonnes avec un écart-type de 4 tonnes. Avec la nouvelle valeur de la masse totale du véhicule, on peut calculer la position des centres de gravité  $G_1$  et  $G_2$  montré sur la figure 5 en admettant que 60 % de la masse  $m_{v1}$  (portion avant du véhicule) est transmise à l'essieu avant tandis que 40 % de  $m_{v1}$  est transmise à l'essieu central. De même pour la masse utile  $m_{v2}$ , on admet que celle-ci est également distribuée entre les essieux du centre et arrière. Avec ces hypothèses, on peut calculer la position du centre de gravité ainsi que les paramètres  $a_1$ ,  $a_2$ ,  $a_3$ ,  $a_4$ ,  $a_5$ , et  $a_6$ , définis sur la figure 5.

Le choix de la population de camions à considérer dans les analyses est très important compte tenu qu'il est reconnu dans la littérature que le facteur d'amplification dynamique est inversement proportionnel à la masse des camions (Billing, 1984). Ainsi, déterminer les paramètres statistiques du FAD en considérant des camions beaucoup plus légers que le camion de calcul proposé dans la norme est une démarche conduisant à des résultats conservateurs. Dans le cadre de cette étude, les paramètres statistiques décrivant la masse des camions sont à peu près les mêmes que ceux des 2000 camions échantillonnés sur l'autoroute 20 et ayant servi à définir le chargement normalisé utilisé au Québec après 1990 (le QS-660 proposé par Massicotte et Picard, 1990).

L'espacement entre les essieux milieu et arrière varie suivant une densité de probabilité uniforme dont la limite inférieure a été posée à 8,2 m et la limite supérieure à 12,8 m. Concernant la localisation transversale du trajet sur le tablier, une loi de probabilité normale a été admise pour la position de la rangée de roues gauche, de moyenne 3,8 m et d'écart-type 0,36 m. Finalement, la vitesse des véhicules varie selon une loi de probabilité normale de moyenne 22,22 m/s (80 km/h) avec un écart-type de 2,778 m/s (10 km/h). Ces valeurs de vitesse tiennent compte du fait que les véhicules lourds descendent une côte importante avant de franchir la structure, autant en provenant de

l'est ou de l'ouest. Les figures 8 à 11 illustrent les distributions de probabilités des quatre paramètres variants.

## 5. CONTEXTE DU CALCUL AUX ÉTATS LIMITES

La norme canadienne relative aux ponts-routes a adopté en 1988 la philosophie du calcul aux états limites. Ce faisant, on reconnaît la variabilité de la résistance des éléments et la variabilité de l'intensité des charges ou des efforts qu'elles induisent. L'équation fondamentale du calcul aux états limites permettant de vérifier si la résistance est suffisante compte tenu des effets des charges est la suivante, pour un indice de fiabilité donné :

$$\phi R \geq \alpha S \quad [6]$$

ou, de manière plus explicite :

$$\frac{\bar{R}}{R} \left[ e^{-\gamma \beta V_R} \right] R \geq \frac{\bar{S}}{S} \left[ e^{\gamma \beta V_s} \right] S \quad [7]$$

avec  $\bar{R}$  la résistance moyenne,  $R$  la résistance nominale,  $\bar{S}$  la sollicitation moyenne,  $S$  la sollicitation nominale,  $\gamma$  un facteur de séparation,  $\beta$  l'indice de fiabilité et  $V_s$  et  $V_r$  les coefficients de variation des sollicitations et de la résistance, respectivement.

Si on décompose la sollicitation en deux composantes, soit la charge permanente et la surcharge, on obtient :

$$\phi R \geq \alpha_D D + \alpha_L L \quad [8]$$

avec

$$\alpha_D = \frac{\bar{D}}{D} \left[ e^{s \beta V_D} \right] \gamma > 1 \quad [9]$$

$$\alpha_L = \frac{\bar{L}}{L} \left[ e^{s \beta V_L} \right] \gamma > 1 \quad [10]$$

où  $\bar{D}$  est la charge permanente moyenne,  $D$  est la charge permanente nominale,  $\bar{L}$  est la surcharge moyenne,  $L$  est la surcharge nominale,  $s$  est un coefficient de séparation égal à 0,5625 et  $V_D$  et  $V_L$  sont les coefficients de variation des charges permanentes et des surcharges, respectivement.

Le facteur de capacité de surcharge indique la portion de la surcharge routière pouvant être reprise par la membrure analysée, et ce, sans perte de fonctionnalité de celle-ci. L'exploitation de la structure jusqu'à ce niveau de surcharge assure un niveau de

fiabilité adéquat. De l'équation [8] on peut définir le facteur de capacité de surcharge (FCS) de la manière suivante :

$$FCS = \frac{\phi R - \alpha_D D}{\alpha_L L (1 + CMD)} \quad [11]$$

où le terme  $(1 + CMD)$  représente le facteur par lequel on amplifie l'effort causé par la surcharge nominale pour tenir compte de la nature dynamique des sollicitations.

Plusieurs facteurs ne sont pas représentés explicitement dans l'équation [11]. Pour déterminer la surcharge nominale,  $L$ , l'ingénieur évaluateur de la structure doit déterminer la portion de l'effort total induite par le chargement normalisé qui est reprise par une des poutres de la section. Pour ce faire, la norme canadienne propose de calculer un facteur de distribution transversale. Ce facteur caractérise la capacité de la section à répartir les efforts transversalement entre les différentes poutres. Les facteurs proposés dans la norme sont issus d'analyse détaillée de différents types de section où les charges sont considérées statiques. Cette façon de faire suppose que le CMD introduit dans l'équation [11] permet l'ajustement requis pour tenir compte de la distribution transversale des charges effective en régime dynamique.

Également, pour le calcul de l'effort associé à la surcharge,  $L$ , on tient compte que toutes les voies du pont ne sont pas chargées simultanément de façon critique par l'entremise d'un coefficient de simultanété. Le coefficient de simultanété proposé dans la norme incorpore un coefficient de simultanété applicable aux effets dynamiques, lequel est issu d'essais expérimentaux (Billing, 1984). À titre d'exemple, le coefficient de simultanété visant à réduire le CMD dans le cas où plusieurs voies sont chargées et qui a été proposé dans la norme ontarienne (OHBC, 1983) s'élevait à 0,7 pour deux voies, 0,6 pour trois voies et 0,5 pour quatre voies ou plus. Cette réduction varie vraisemblablement suivant la géométrie et les propriétés structurales de la structure étudiée.

En troisième lieu, dans l'équation [11], la valeur du CMD est pondérée avec le même facteur de pondération que celui des surcharges  $\alpha_L$ . Or, le coefficient de variation du facteur d'amplification dynamique moyen  $I$  de la structure,  $V_{(1+I)}$ , est généralement plus élevé que celui des surcharges, noté  $V_L$ . Les valeurs du CMD proposées sont donc ajustées en tenant compte de la différence de variabilité ces paramètres. Pour ces raisons, la valeur du CMD proposée dans la norme ne doit pas être comparé directement avec les facteurs de majoration indiqués dans d'autres normes ou avec des valeurs moyennes observées lors d'essais de chargement.

## 5.1 Détermination du CMD

Dans le contexte du calcul aux états limites, on peut démontrer que la valeur du CMD compatible avec le format de l'équation [11] peut être calculée avec l'équation suivante (Agarwal, 1989) :

$$CMD = \frac{\bar{L}(1+I)}{\alpha_L L} e^{s\beta V_{L(1+I)}} - 1,0 \quad [12]$$

où  $I$  est le FAD moyen. De cette façon, on peut tenir compte adéquatement de la variabilité du facteur d'amplification dynamique dans l'équation [11] en pondérant la valeur du CMD avec le même coefficient de pondération que celui des surcharges. Le coefficient de variation du produit de l'effort induit par la surcharge amplifié pour tenir compte des effets dynamiques,  $V_{L(1+I)}$ , est donné par :

$$V_{L(1+I)} = \sqrt{(V_L^2 + V_{(1+I)}^2) + V_L^2 V_{(1+I)}^2} \quad [13]$$

Dans cette expression, le coefficient de variation  $V_{(1+I)}$  quantifie la variabilité du facteur d'amplification dynamique  $I$  de la structure étudiée. La détermination de ce coefficient et du FAD moyen pour le cas spécifique d'une structure conduit à une évaluation plus juste de la capacité portante de celle-ci.

## 6. RÉSULTATS DES SIMULATIONS

Un total de 1129 simulations de Monte Carlo ont été réalisées avec des camions semi-remorque dont les paramètres variants sont décrits par les lois de distribution de probabilité présentées à la section 4. La chaussée a été générée en considérant un indice IRI égal à 2,5 et un cahot de 25 mm de hauteur et de 300 mm de longueur a été introduit à l'entrée du tablier.

On présente sur les figures 12 et 13 l'influence de la masse totale d'un camion semi-remorque sur les flèches, les réactions d'appui verticales et les FAD correspondants. Tel que rapporté dans la littérature, le FAD diminue avec une augmentation de la masse du camion. À noter cependant que le FAD calculer avec les réactions d'appui est à peu près deux fois plus grand que celui estimé avec les flèches.

Sur les figures 14 et 15, on peut visualiser l'influence de la vitesse des camions sur les flèches, les réactions d'appui et les FAD correspondants. On constate que le FAD varie peu avec la vitesse, jusqu'à ce qu'elle atteigne 80 km/h. Au-delà de cette vitesse, les FAD calculés avec les flèches augmentent légèrement. Tel que mentionné auparavant, les FAD calculés avec les réactions d'appui s'élèvent à près du double de ceux calculés avec les flèches.

L'espacement entre les essieux milieu et arrière a également une influence sur les FAD. Sur les figures 16 et 17, on remarque une augmentation du FAD lorsque l'espacement augmente, en particulier lorsque celui-ci atteint plus de 11 mètres dans le cas des FAD calculés avec les déplacements. Tout comme dans les figures précédentes, les FAD calculés avec les réactions d'appui sont beaucoup plus élevés que ceux calculés avec les flèches.

La figure 18a présente le nombre d'occurrences des FAD observés dans les résultats des simulations effectuées. Visuellement, on constate qu'une loi de distribution normale (courbe superposée à l'histogramme) ne semble pas adéquate étant donné la non symétrie de la distribution des observations. Sur la figure 18b, l'échelle logarithmique de l'abscisse permet de conclure en l'innocuité d'une loi de distribution log-normale. Une vérification a été effectuée en ce sens à l'aide d'un test du khi-deux. Ce test s'est avéré négatif. Cependant, des tests effectués avec d'autres simulations semblent indiquer qu'on tend vers une valeur satisfaisante du khi-deux lorsque le nombre de simulations augmente. Par ailleurs, Bailey (1996) rapporte qu'une distribution de probabilité de type «Béta» approche bien la distribution des FAD observés.

Les figures 19 et 20 présentent la variation du FAD moyen en fonction de la flèche statique au centre (figure 19) et de la réaction d'appui statique (figure 20). Dans ces deux cas, on constate une tendance asymptotique indiquant que pour les camions les plus lourds, une valeur de 0,25 peut être attribuer au FAD moyen associé aux déplacements tandis qu'une valeur moyenne de 0,35 est applicable pour l'amplification des réactions d'appui.

Ces résultats ont été introduits dans l'équation [12] pour déterminer le CMD pour différentes valeurs de l'indice de fiabilité  $\beta$ . En utilisant les coefficients  $\alpha_L$  proposés dans la norme canadienne, on obtient les résultats montrés dans le tableau 3 dans le cas d'une évaluation pour le trafic régulier, un indice IRI égal à 2,5 et un cahot de 25 mm de hauteur situé à l'entrée du tablier du pont. Dans ce tableau, les CMD calculés pour l'évaluation sont obtenus en prenant le ratio  $\frac{\bar{L}}{L}$  égal à un, ce qui correspond à une projection des efforts induits par la population de camions considérée sur une période de 10 ans (Massicotte et Picard, 1990).

**Tableau 3 – Valeurs du CMD à choisir en fonction de l'indice de fiabilité  $\beta$**

IRI = 2,5 + cahot	Évaluation (10 ans)					Conception (75 ans)	
	2,5	2,75	3	3,25	3,5	3,75	4
Indice $\beta$	2,5	2,75	3	3,25	3,5	3,75	4
$\alpha_L$	1,35	1,42	1,49	1,56	1,63	1,7	1,77
$\frac{\bar{L}}{L}$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,20	1,20
CMD Dépl.	1,15	1,12	1,09	1,07	1,04	1,23	1,20
CMD Cis.	1,40	1,38	1,36	1,34	1,33	1,58	1,57
$\alpha_L$ * CMD Dépl.	1,56	1,59	1,63	1,66	1,70	2,08	2,13
$\alpha_L$ * CMD Cis.	1,89	1,95	2,02	2,09	2,16	2,68	2,77

## 7. CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

Il apparaît inapproprié d'envisager la définition d'un camion d'évaluation représentatif de la réponse dynamique maximale qui puisse être générée au cours de la période visée. Trop de paramètres importants ayant une incidence sur la réponse dynamique d'un pont ne peuvent être incorporés de façon satisfaisante dans la configuration d'un camion de calcul.

Pour la réalisation d'une étude de sensibilité telle que celle présentée ici, une calibration sommaire du modèle numérique est suffisante et peut se limiter à quelques modes de vibration ainsi qu'à la flèche mesurée en régime statique sous chacune des poutres. L'ajustement du modèle sur des mesures dynamiques couplées à un relevé exhaustif du profil de la chaussée n'est pas requis pour une étude de sensibilité compte tenu du caractère évolutif de l'état de la chaussée (irrégularités et amplitude du cahots aux joints de dilatation) et des propriétés structurales de la structure (endommagement, détérioration des matériaux, ...)

Les résultats présentés dans le tableau 3 suggèrent que dans le cas du pont de St-Marcel, le coefficient de majoration dynamique proposé par la norme canadienne CAN/CSA-S6-00 (égal à 0,3) semble surévaluer les effets dynamiques associés à la flexion. Dans le cas des réactions d'appui, la valeur proposée sous-estime les effets dynamiques, en particulier dans le contexte de la conception. Pour vérifier cette constatation, les valeurs maximales des contraintes de cisaillement seront explicitement extraites de l'ensemble des résultats et comparées avec les réactions d'appui. Il est vraisemblable que l'influence de l'amplitude du cahot soit beaucoup plus grande sur les réactions d'appui que sur les contraintes de cisaillement.

Par ailleurs, on retrouve dans la littérature des valeurs de FAD calculées avec les flèches presque toujours supérieures à celles obtenues avec les déformations longitudinales. Les études de sensibilité futures devront extraire les déformations maximales longitudinales pour qu'elles soient analysées de la même façon que les déplacements. À priori, un moment fléchissant amplifié avec un CMD défini à partir de déformations longitudinales semble être préférable à l'emploi du CMD obtenu de déplacements.

Également, il serait plus réaliste de tenir compte de la nature non linéaire de l'amortissement dans les amortisseurs des véhicules. Cette option a déjà été implantée dans le logiciel «CLEF» et pourra être activée pour les prochaines études.

## 8. REMERCIEMENTS

L'auteur tient à remercier sincèrement monsieur Daniel Marceau, ing. et professeur à l'Université du Québec à Chicoutimi pour son aide à la migration du logiciel «CLEF» vers les ressources informatiques de la direction des structures du MTQ. Des remerciements sont également adressés à monsieur Louis Morisset, ing. et collègue de

travail à la direction des structures pour son aide à la mise au point de l'environnement et des outils de programmation que cette étude a exigés.

Le concours de monsieur Jean-François Laflamme, ing., et monsieur Michel Ricard, tech. princ. rattachés au laboratoire mobile de la direction des structures, et monsieur Marcel Bouchard, ing. responsable des structures à la direction Chaudière-Appalaches du MTQ, a été très apprécié lors de l'instrumentation de la structure et la réalisation des essais de chargement au pont de St-Marcel.

## 9. BIBLIOGRAPHIE

Agarwal, A. 1989. Proposed procedure for initial calibration of the dynamic load allowance for the OHBDC. Communications privées.

Bailey, S. F. 1996. Basic Principles and load models for the structural safety evaluation of existing road bridges. Thèse 1467, département de génie civil, École polytechnique fédérale de Lausanne

Batoz, J. L., Dhatt, G. 1990. Modélisation des structures par éléments finis. Volume I.- Solides élastiques – et volume II.- Poutres et plaques. Édition Hermes.

Bergeron, G. 2003. Application de la profilométrie inertielle pour l'évaluation du confort au roulement à proximité des joints de tablier. 9<sup>ième</sup> Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Université Laval, mai.

Billing, J.R., 1984. Dynamic loading and testing of bridges in Ontario. Revue canadienne de génie civil. 11 :833 - 843.

Honda, H., Kajikawa, Y. et Kobori, T. 1982. Spectra of road surface roughness on bridges. ASCE Journal of the Structural Division, 108(9) : 1956 – 1966.

Hwang, E. S., Nowak, A.S. 1991. Simulation of dynamic load for bridges. ASCE Journal of Structural Engineering, 117(5) : 1413-1434.

Massicotte, B., Picard, A. 1990. Development of a truck model adapted to trucks on Quebec roads. Developments in short and medium span bridge engineering '90, Société canadienne de génie civil, Canada.

Savard, M., Fafard, M. et Beaulieu, D. 1993. Étude par éléments finis du facteur d'amplification dynamique dans les ponts sollicités par des véhicules routiers. Rapport GCT-93-07, Département de génie civil, Université Laval, Québec.

Standard specifications for highway bridge. 1994. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, D.C.

Standard specifications for highway bridge. 1998. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington, D.C.

Figure 14.8.1.1 Charges de niveau 1 d'évaluation avec le camion CL1-W

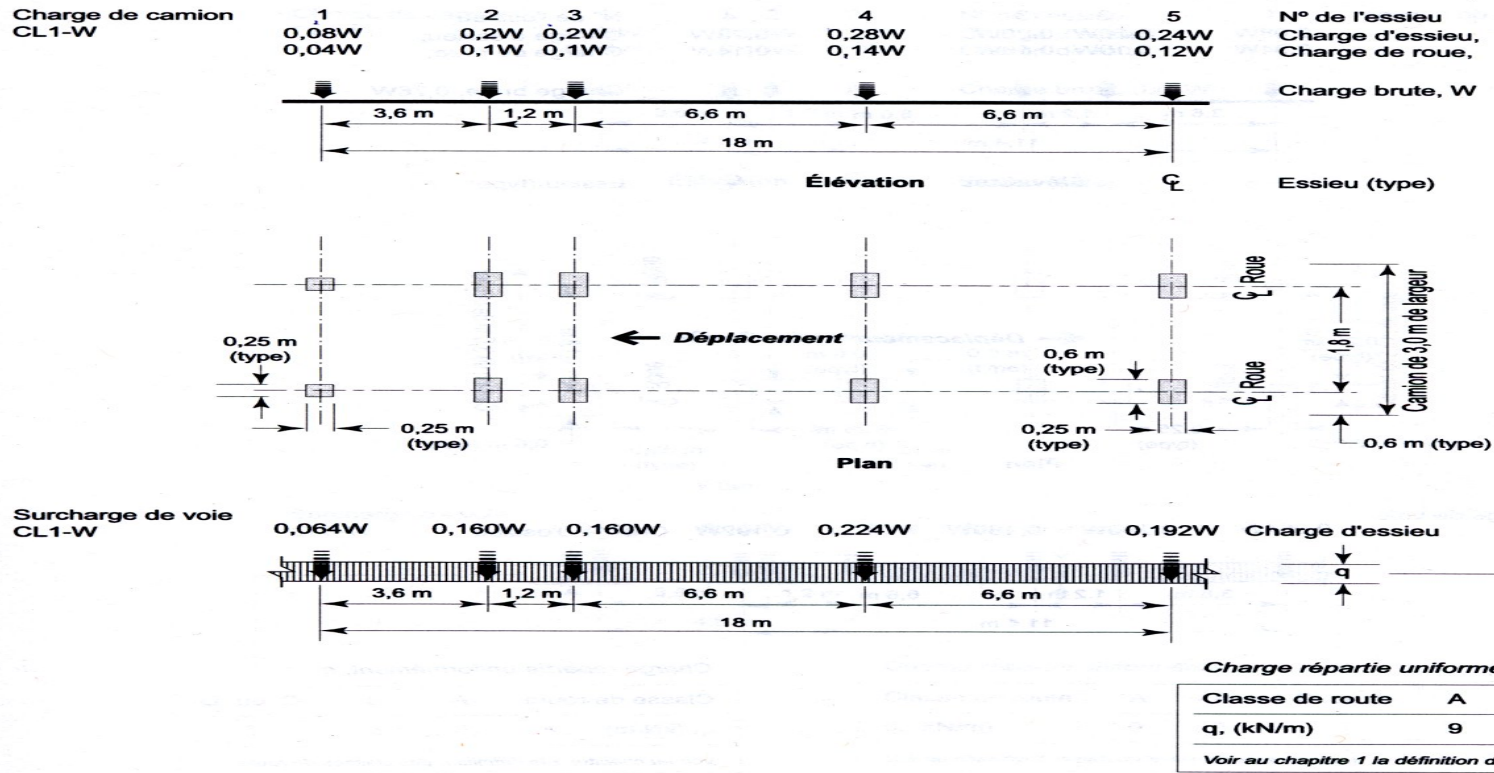


Figure 1 – Définition du chargement de calcul adopté dans la norme CAN/CSA-S6-00



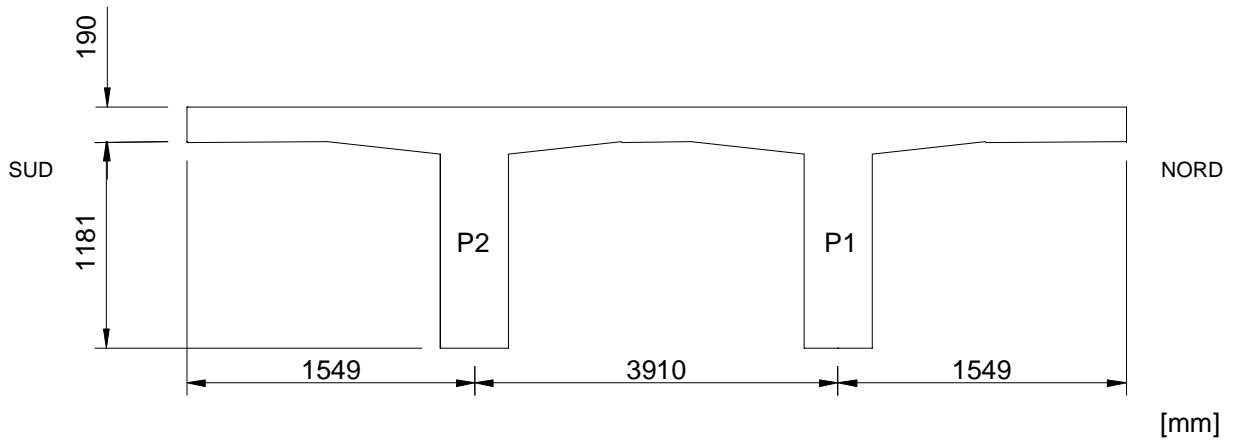


**a) Profil du pont**

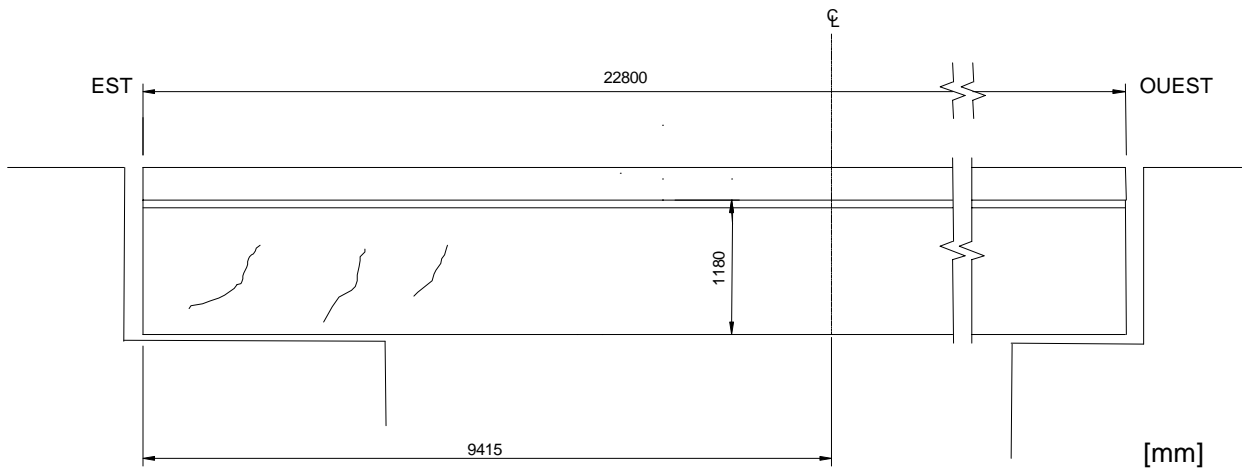


**b) Profil de la chaussée**

**Figure 2 – Vues d'ensemble du pont étudié**



**a) Section transversale du tablier**



**b) Schéma de l'élévation d'une poutre**

**Figure 3 – Géométrie du pont étudié**

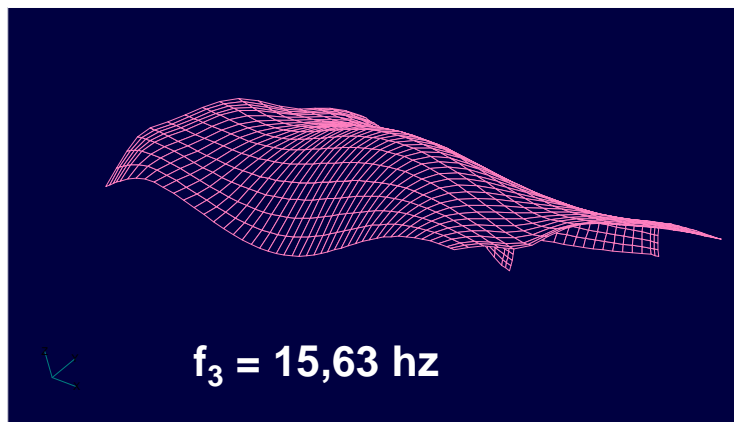
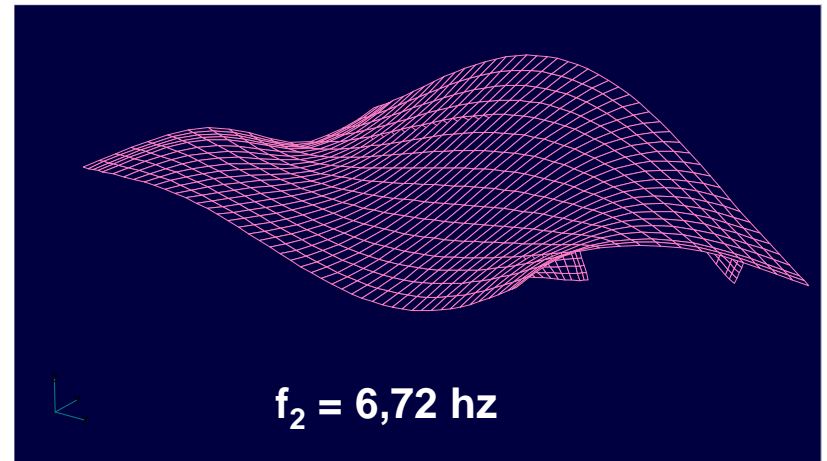
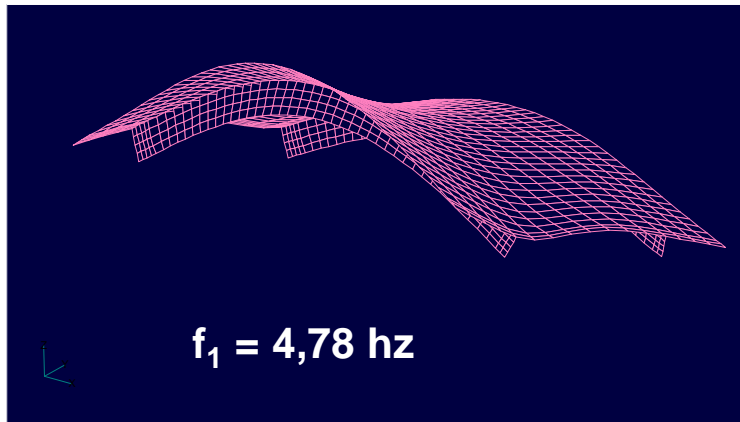


Figure 4 – Comparaison des modes de vibration théoriques et expérimentaux

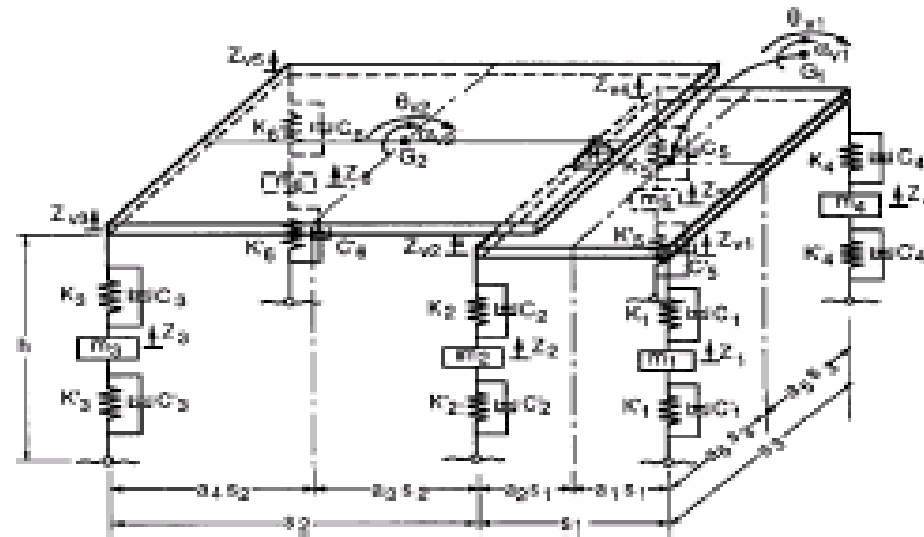
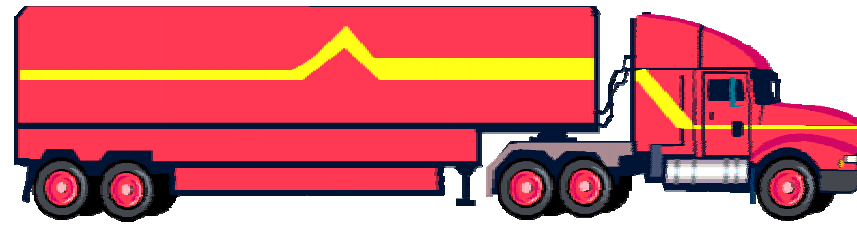
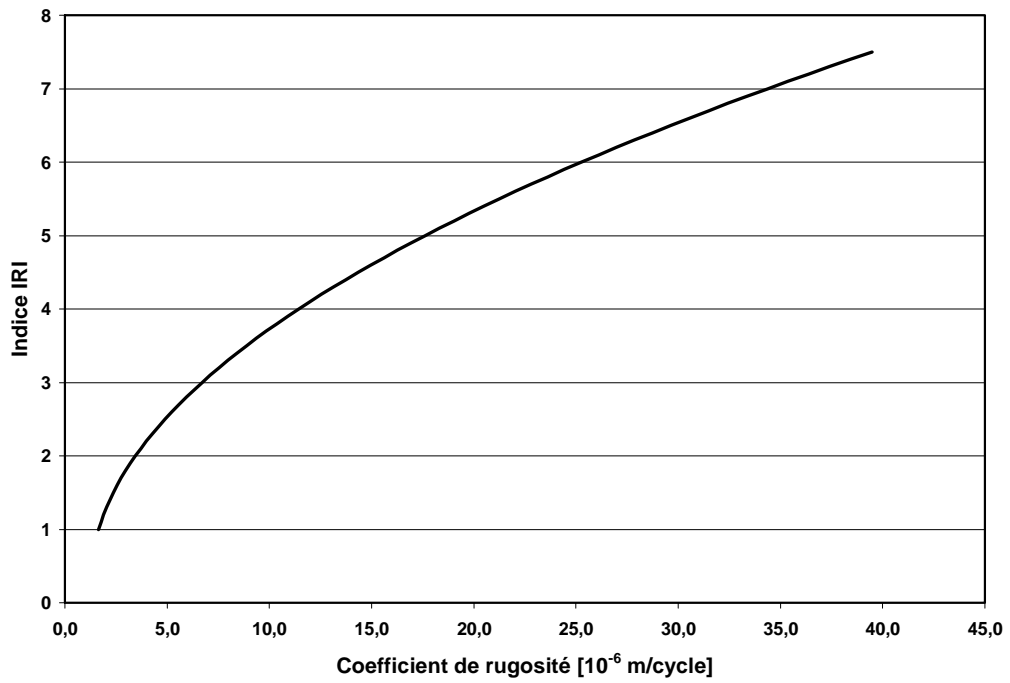
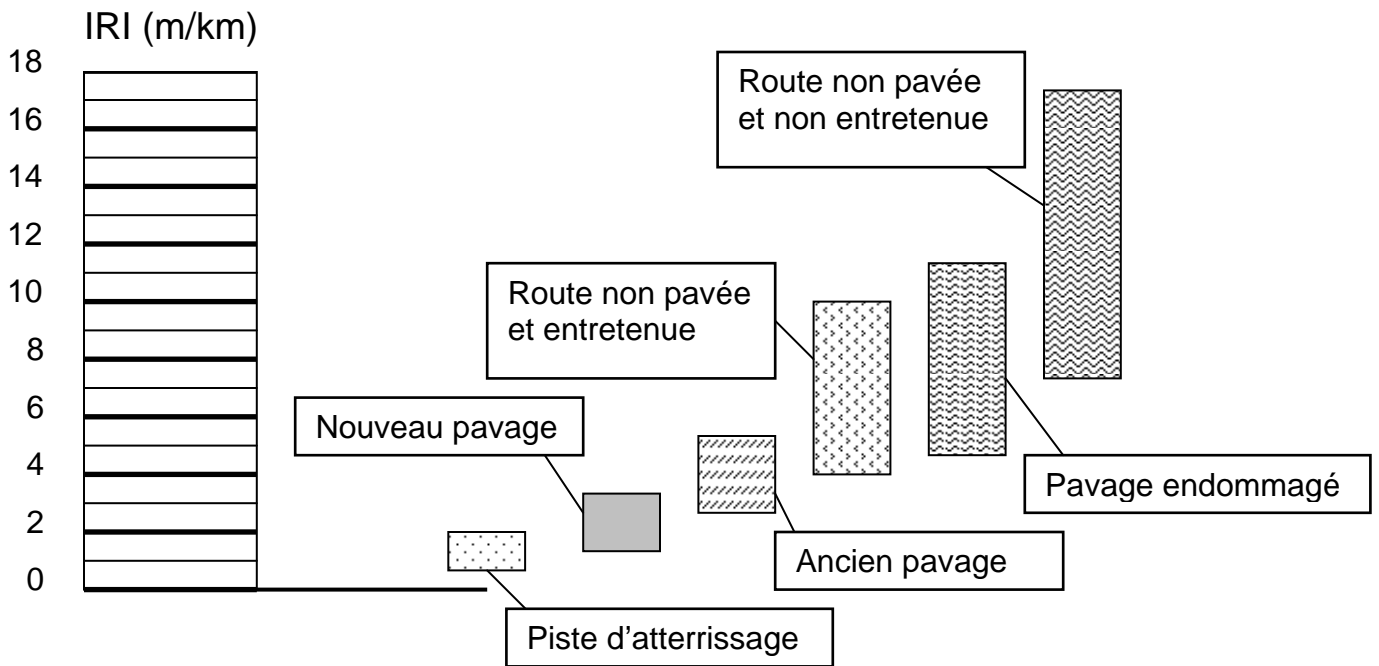


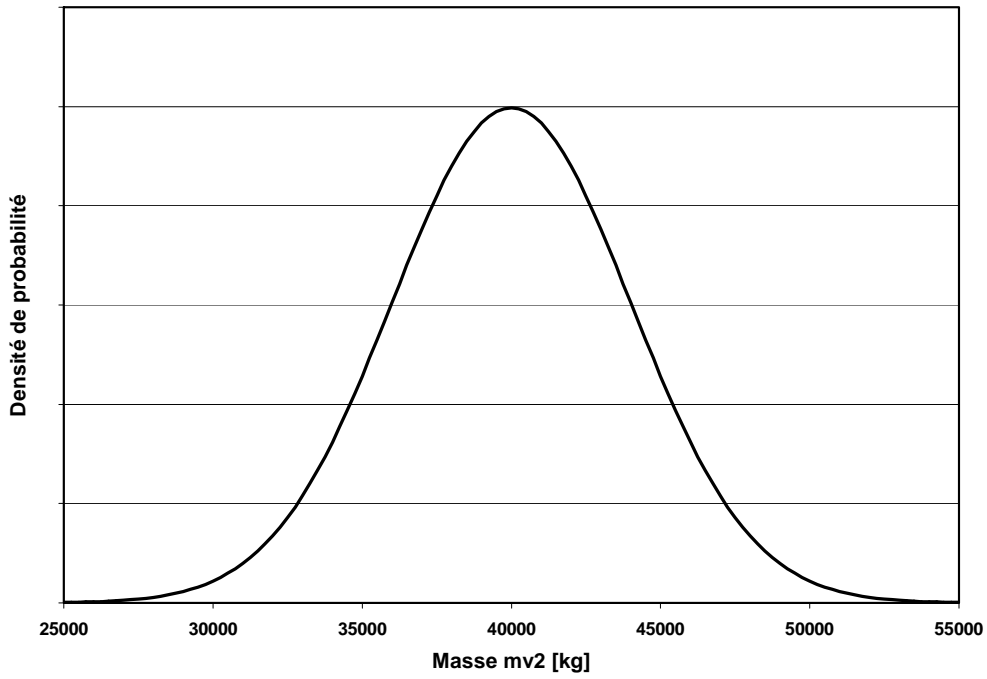
Figure 5 – Modèle représentant le comportement d'un camion semi-remorque de cinq essieux



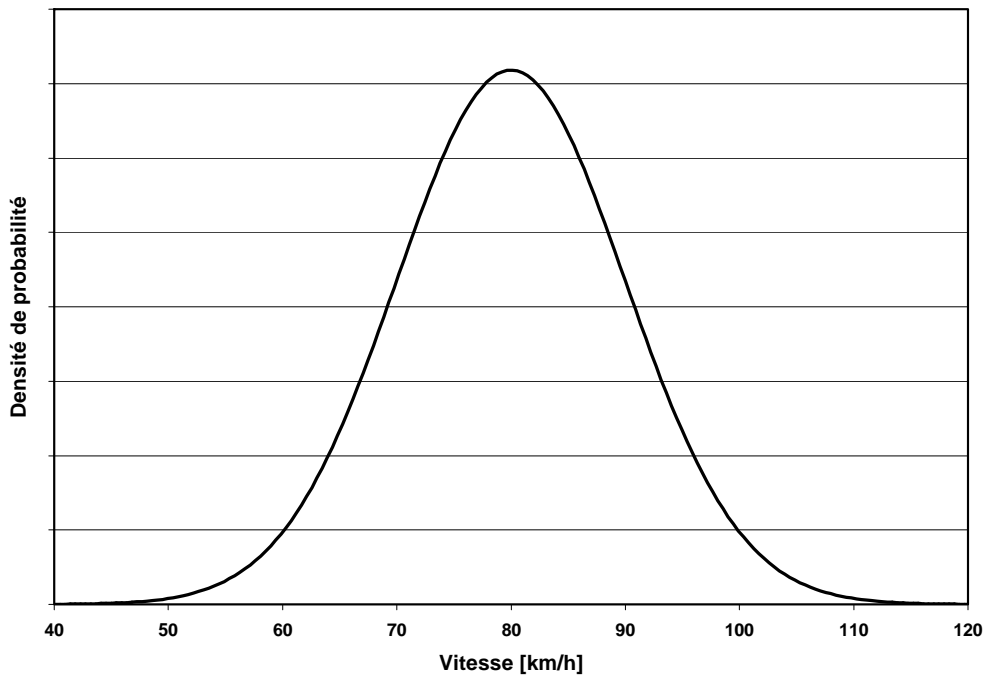
**Figure 6 – Coefficient de rugosité de la chaussée en fonction de l'indice IRI**



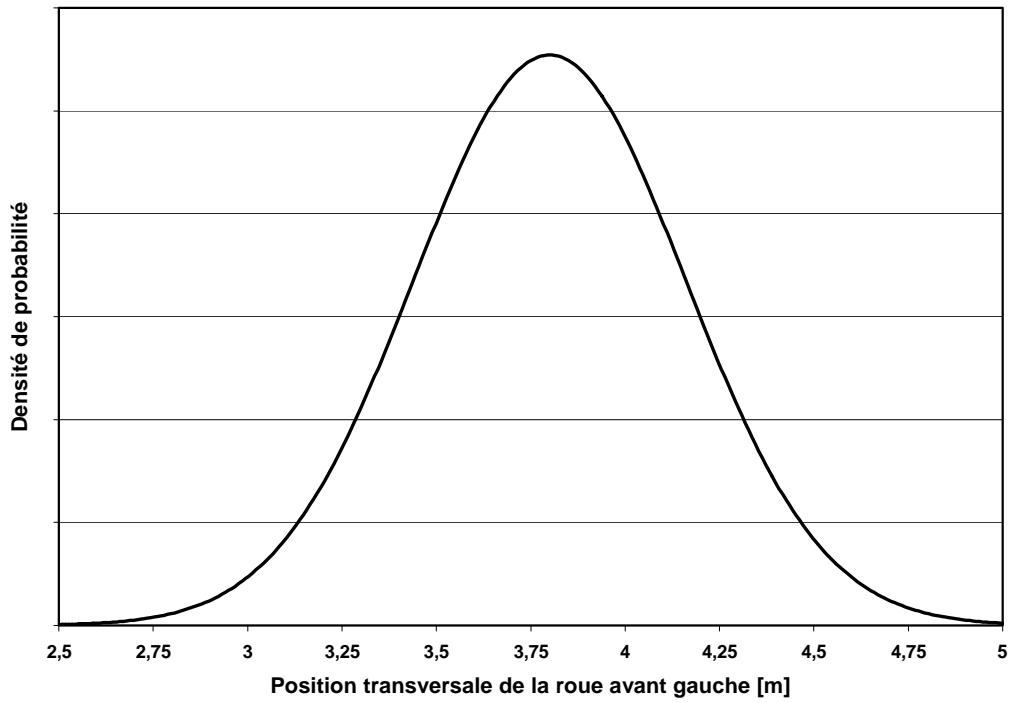
**Figure 7 – Interprétation subjective de l'indice IRI**



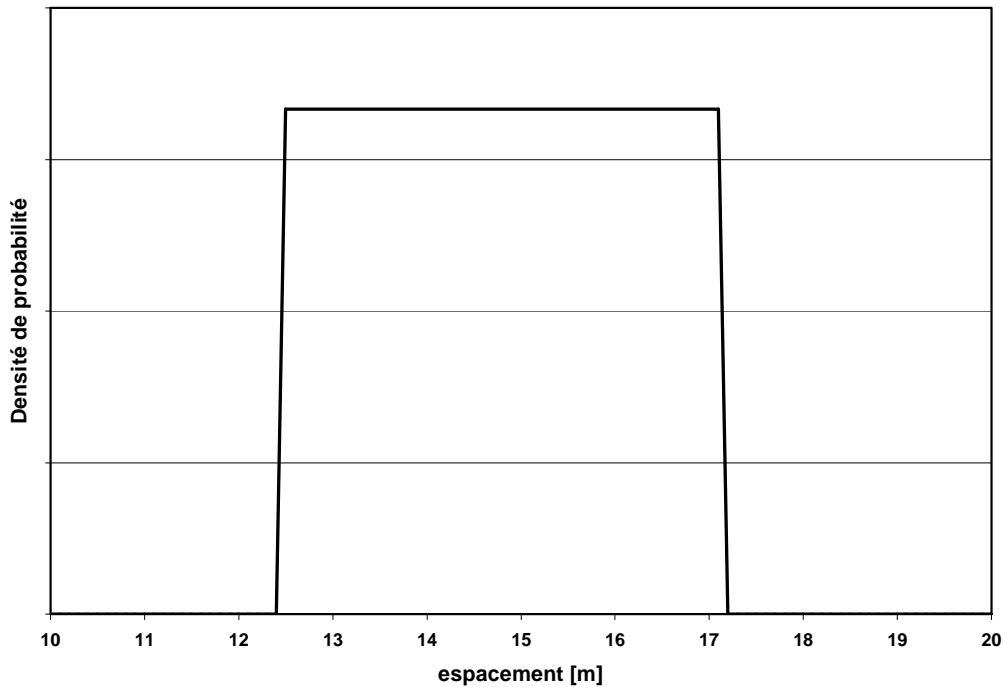
**Figure 8 – Densité de probabilité de la masse utile  $m_{v2}$  d'un camion semi-remorque**



**Figure 9 – Densité de probabilité de la vitesse des véhicules**



**Figure 10 – Densité de probabilité normale pour la position transversale de la roue avant gauche d'un véhicule**



**Figure 11 – Densité de probabilité uniforme pour l'espacement entre les essieux arrière d'un camion semi-remorque**

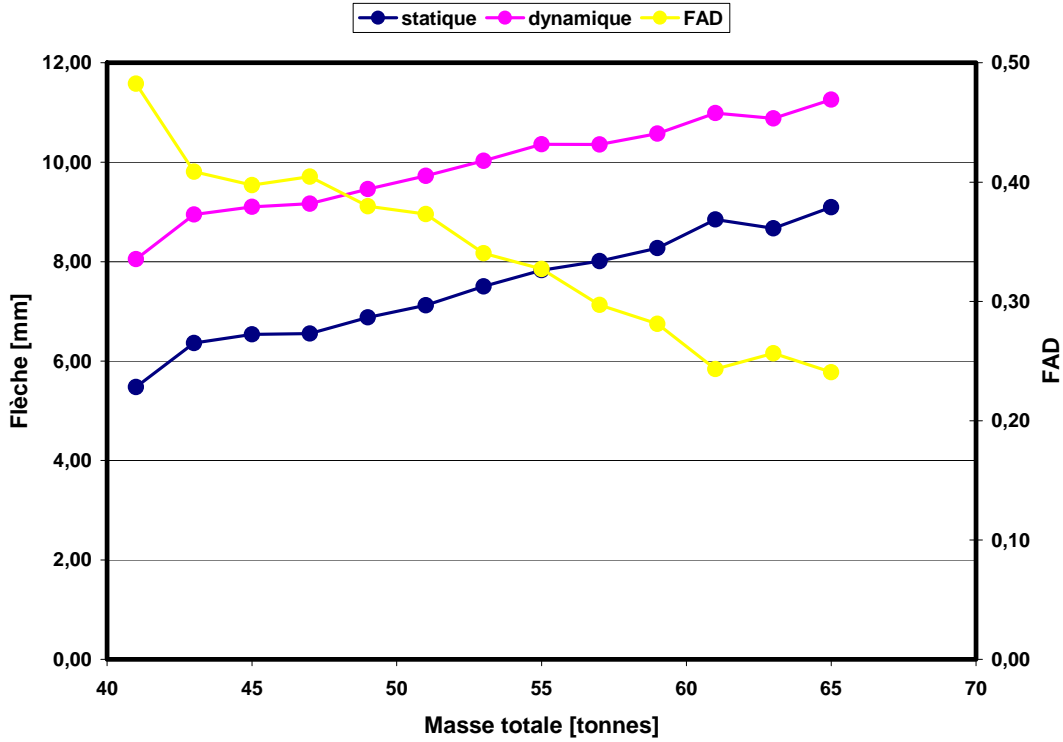


Figure 12 - Flèches et FAD en fonction de la masse totale d'un camion semi-remorque – IRI = 2,5 avec cahot

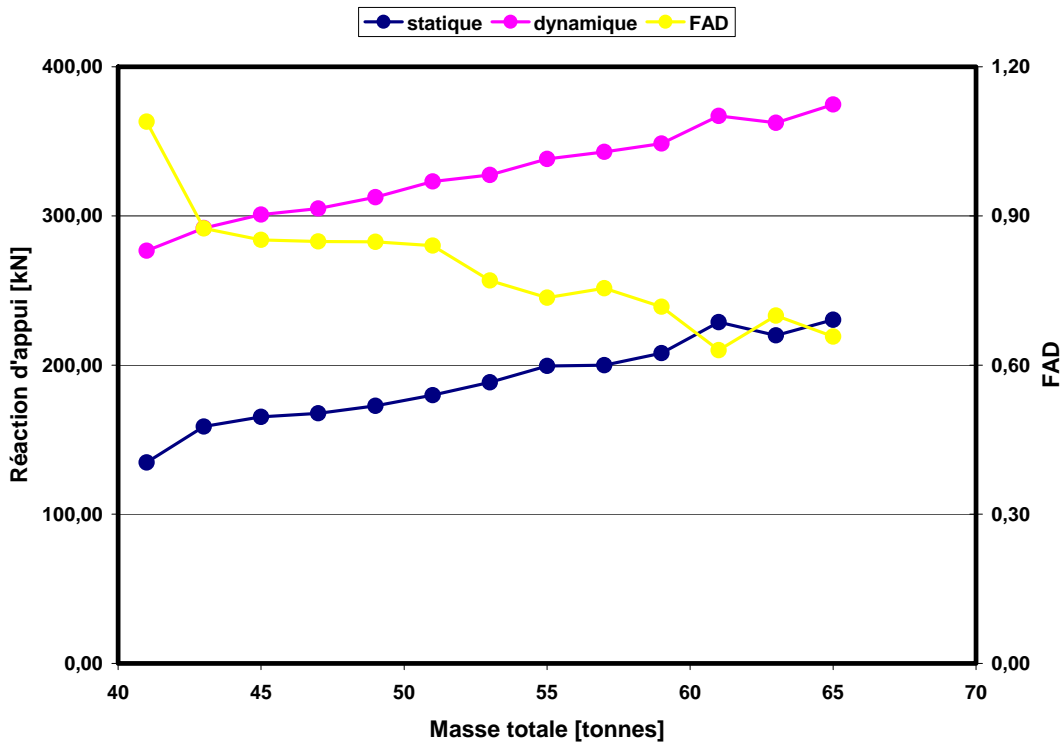


Figure 13 – Réaction d'appui verticale et FAD en fonction de la masse totale d'un camion semi-remorque – IRI = 2,5 avec cahot



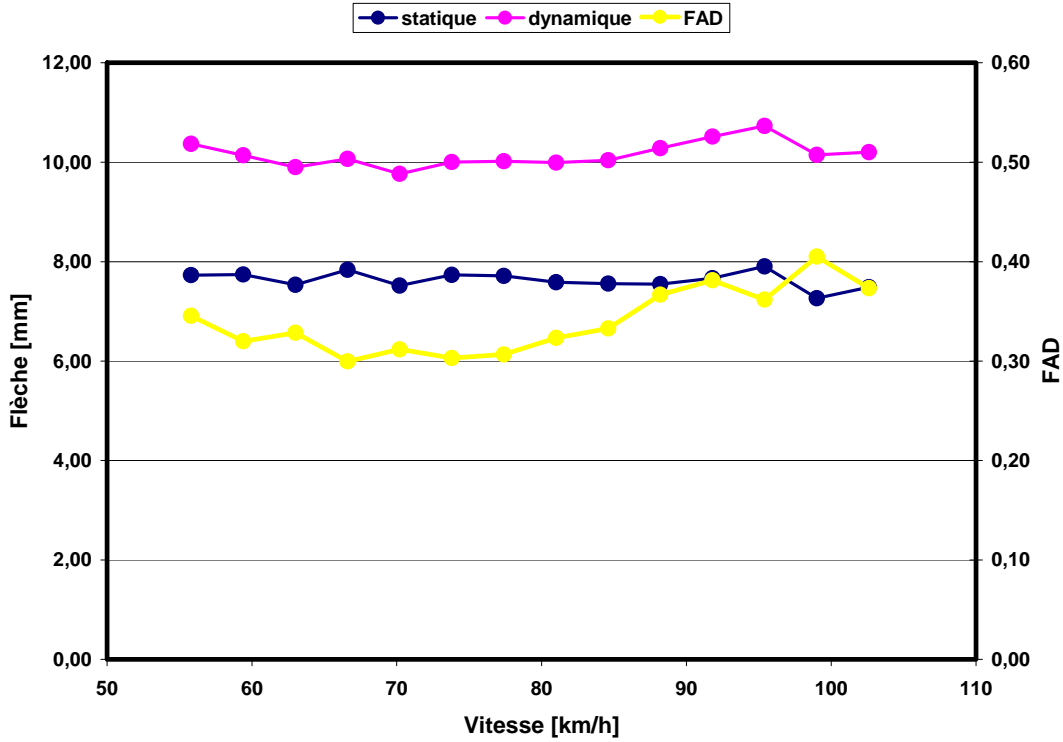


Figure 14 - Flèches et FAD en fonction de la vitesse d'un camion semi-remorque – IRI = 2,5 avec cahot

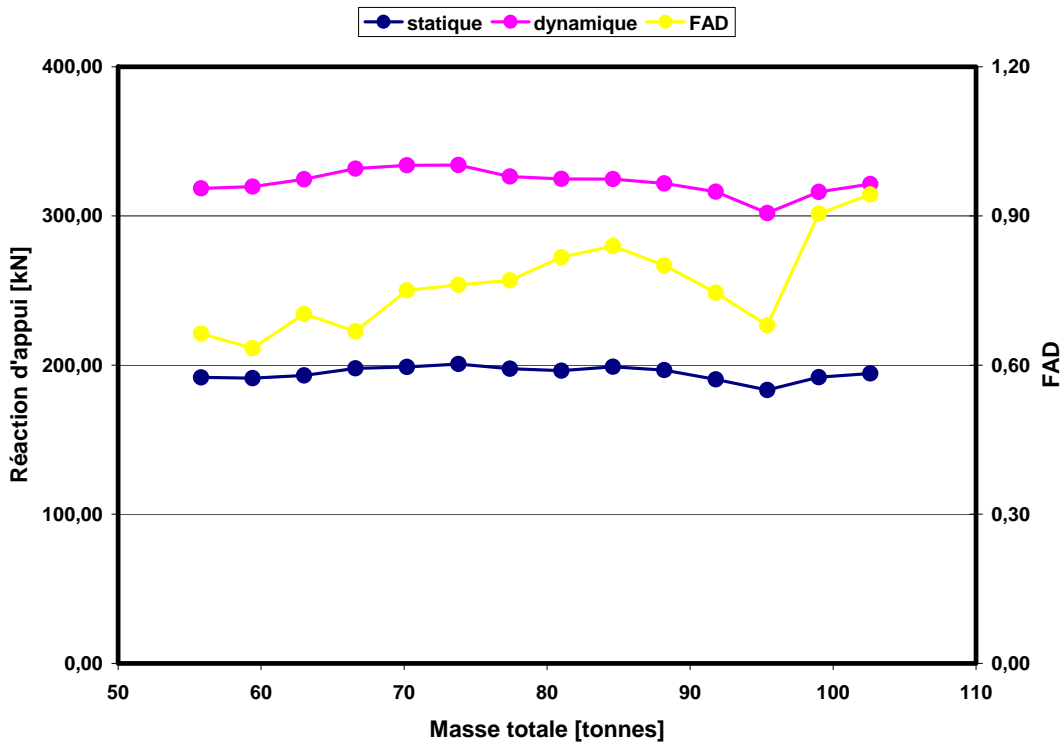


Figure 15 – Réaction d'appui verticale et FAD en fonction de la vitesse d'un camion semi-remorque – IRI = 2,5 avec cahot

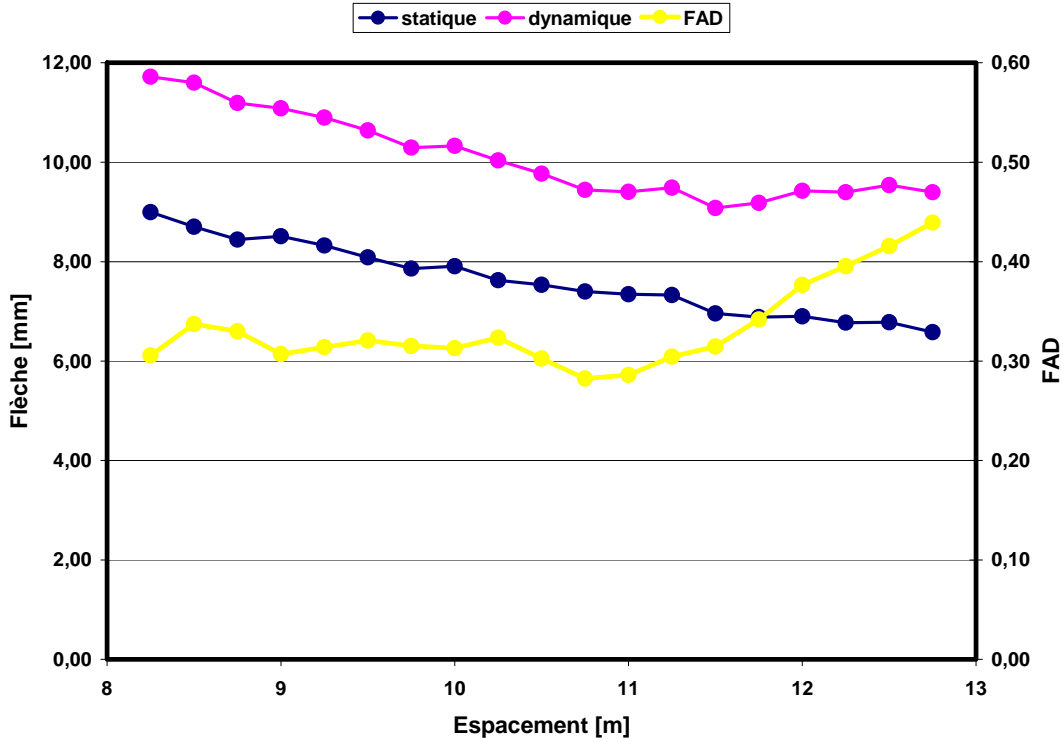


Figure 16 - Flèches et FAD en fonction de l'espace entre les essieux d'un camion semi-remorque – IRI = 2,5 avec cahot

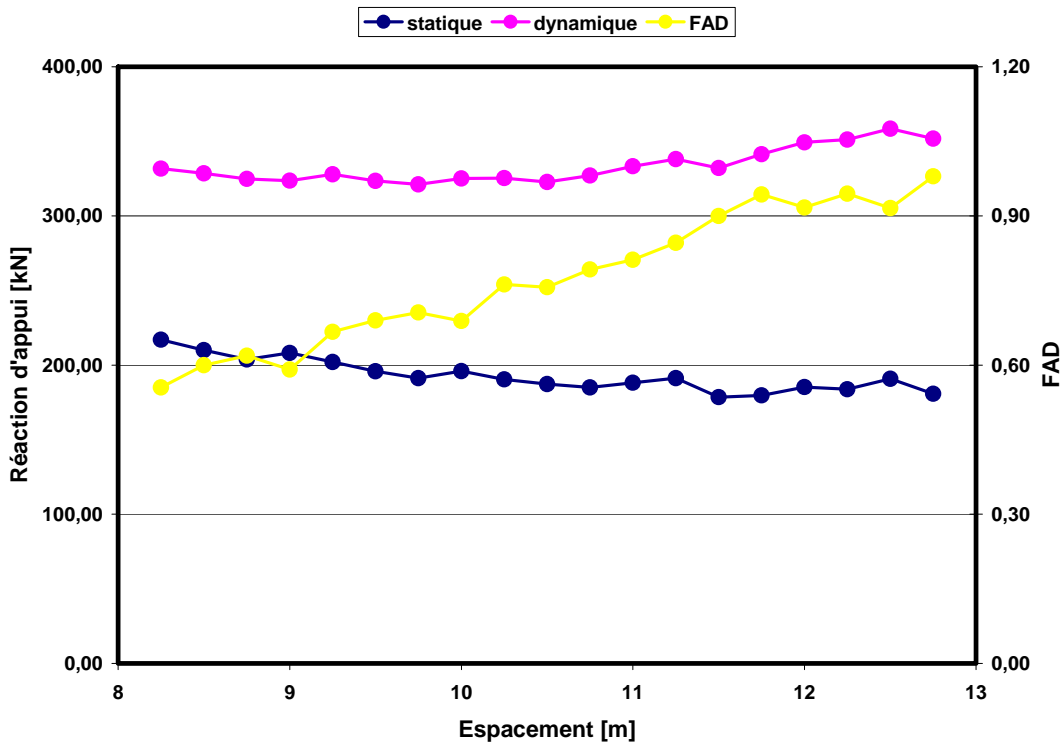
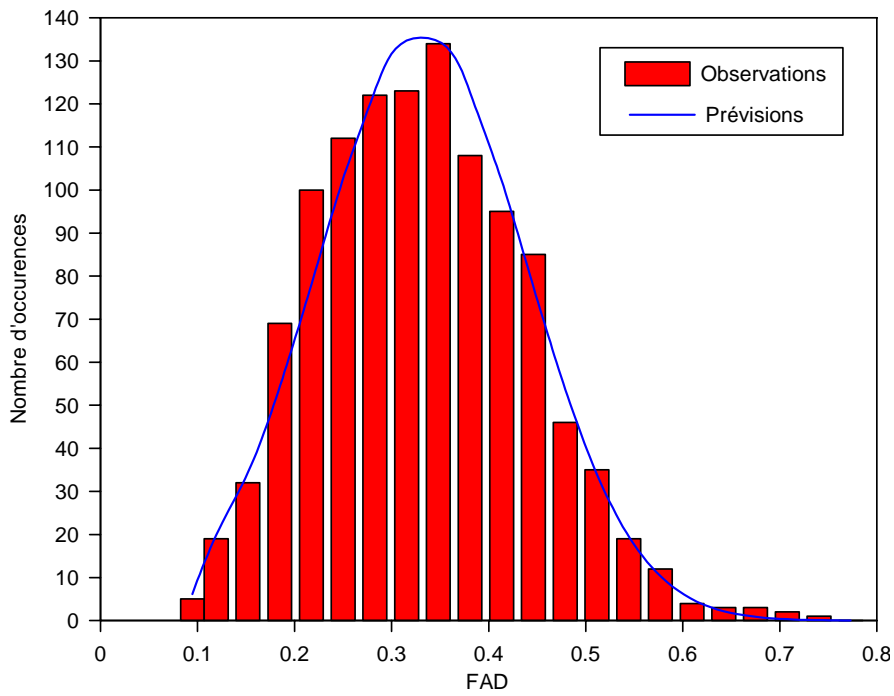
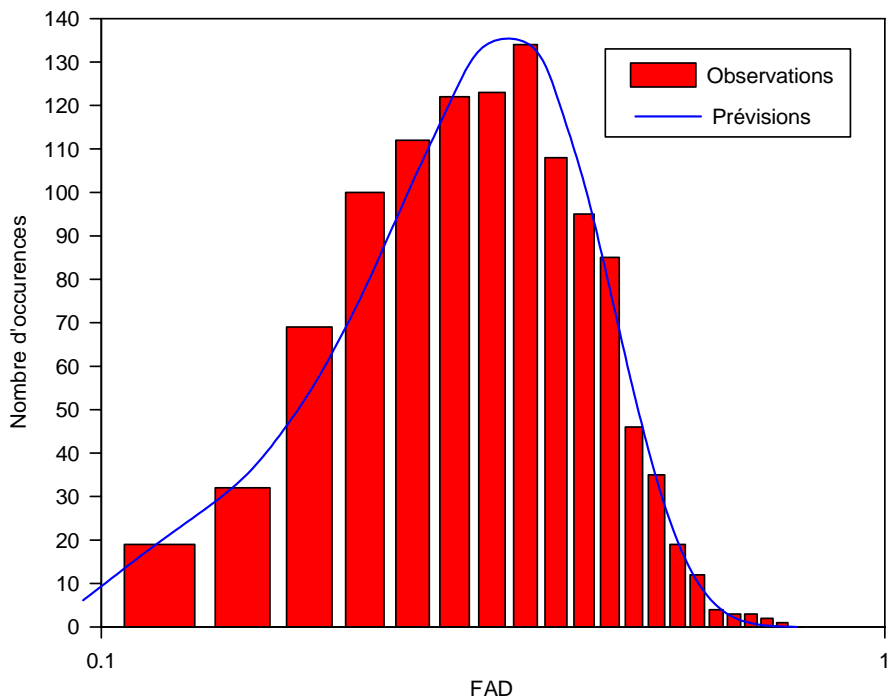


Figure 17 – Réaction d'appui et FAD en fonction de l'espace entre les essieux d'une semi-remorque – IRI = 2,5 avec cahot



a) échelle linéaire en abscisse



a) échelle logarithmique en abscisse

Figure 18 – Distribution des FAD observés et prédits par une loi de distribution log-normale

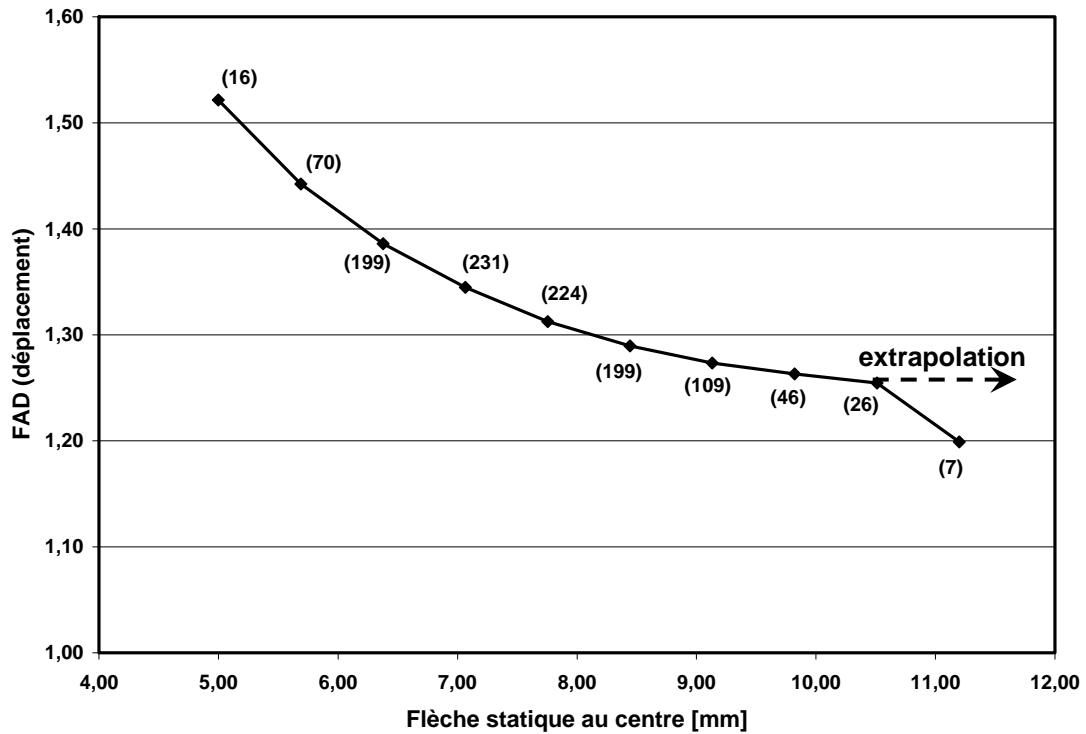


Figure 19 – FAD (déplacements) en fonction de la flèche statique

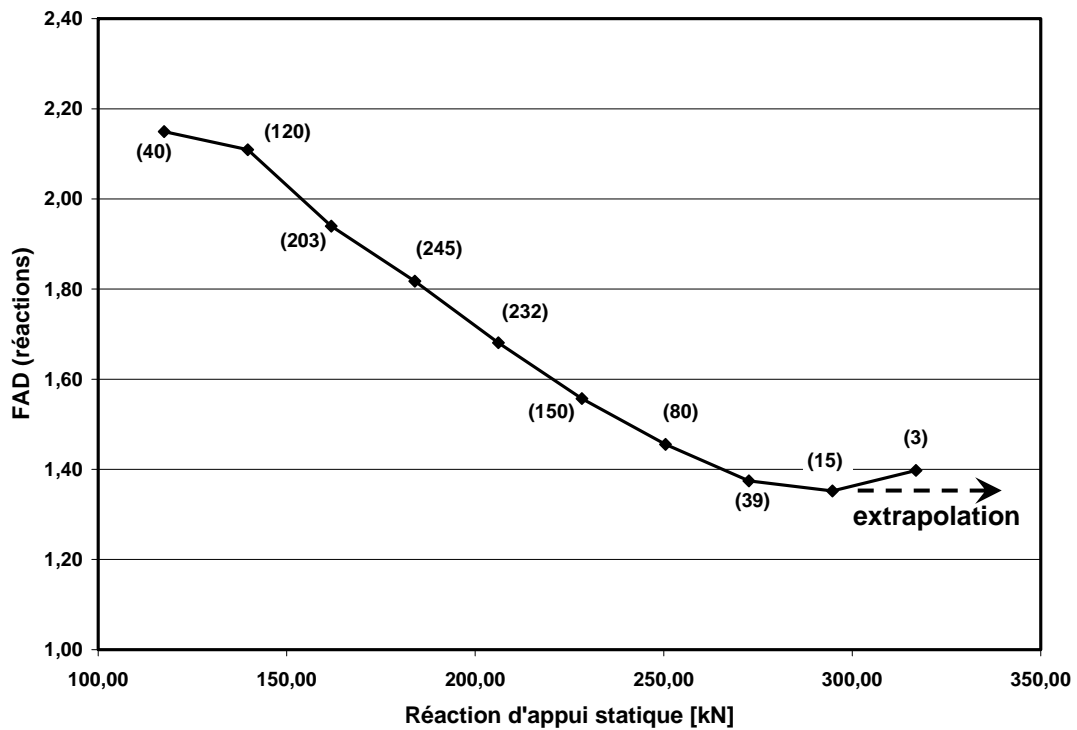


Figure 20 – FAD (réactions d'appui) en fonction de la réaction d'appui statique