

# **Description des caractéristiques géotechniques et sismiques du pont de l'Île d'Orléans**

Denis LeBoeuf, ing, Ph.D., Professeur,  
Département de génie civil, Université Laval

Martin Talbot, ing Ph.D.,  
Direction des structures, Ministère des transports du Québec

## **Résumé**

Cet article présente tout d'abord le pont suspendu de l'Île d'Orléans. Les principales caractéristiques de fondations, notamment l'historique des affaissements des piles, sont données. Puis, l'article présente les conditions géologiques et géotechniques, incluant les résultats de forages profonds et de relevés géophysiques. Ensuite, un résumé de l'analyse du risque sismique, de la sélection des paramètres caractéristiques du mouvement sismique et de l'évaluation de la stabilité sismique des piliers est présenté. Plus spécifiquement, cette évaluation sismique visait à apprécier de façon préliminaire, par un calcul dynamique 1-D, la réponse dynamique des alluvions, le potentiel de liquéfaction de celles-ci et la stabilité sismique des fondations du pont de l'île d'Orléans. L'histoire de cas présenté dans cette communication présente de façon concise les grands éléments d'une méthodologie applicable pour aborder les problèmes de stabilité sismique de fondations sur sols difficiles et permet d'apprécier la complexité et les défis reliés à l'évaluation de ce type de risque.

## **1. Introduction**

Le pont de l'Île d'Orléans est une belle réalisation du début des années trente des ingénieurs montréalais Monsarrat et Pratley (aussi concepteurs du Lions' Gate Bridge de Vancouver, à peu près à la même époque). Il a été ouvert à la circulation en 1935 (travaux débutés en 1931) soit il y a plus de 71 ans (figure 1). Il mesure 722 m d'un bloc d'ancrage à l'autre et il possède trois travées de 127 m, de 323 m (centrale) et de 127 m. Ce pont suspendu n'a pas subi de modification ou de renforcement structural depuis 1935. Seule sa charge permanente a été légèrement modifiée par l'ajout d'une mince couche de bitume (revêtement antidérapant en 1962 et réparation du bitume en 2001).

Le pont de l'Île d'Orléans a déjà été décrit dans la littérature (Banks, 1936) et il a fait l'objet de plusieurs campagnes de mesures pour évaluer son état structural et son comportement (Talbot, 2000, 2001, 2002, 2003a, 2003b, 2003c, et RWDI, 2006). Les caractéristiques géotechniques difficiles du site sont connues depuis le début des années 30 (d'abord assez grossièrement). Déjà, en phase d'avant-projet, le choix d'un ouvrage de type suspendu avait été retenu en partie pour ses raisons d'adaptabilité aux conditions particulières des fondations (Banks, 1936).



## **2. Conditions géotechniques et évolution de la géométrie de l'ouvrage**

### **2.1 Évolution des fondations et du profil de l'ouvrage**

Comme le mentionne Buckland (1981, 2003), la mesure de la géométrie in situ d'un pont suspendu constitue une approche privilégiée pour en comprendre et en expliquer l'évolution et l'état actuel. Ainsi, dans le rapport de Bergeron (1982), une étude de métrologie de précision avait révélé une forte évolution de la géométrie de l'ouvrage par rapport aux plans d'origine et ce, tant pour l'élévation des piliers et des blocs d'ancrage du côté Nord, que pour le profil de la superstructure elle-même (figure 2). L'intensité des affaissements montrés à la figure 2 est assez remarquable, notamment pour le pylône Nord avec 0,46 m et 0,44 m d'affaissement. Puis, plus tard, certaines mesures partielles de contrôle ont aussi été effectuées au niveau des piliers (en 1983, 1985, 1993 et 2000). De ces valeurs, il ressort que l'ouvrage est tout à fait stable au niveau des élévations mesurées sur les piliers. Les variations de l'élévation sont inférieures au millimètre. La structure ne s'enfonce donc plus depuis ces vingt-cinq dernières années.

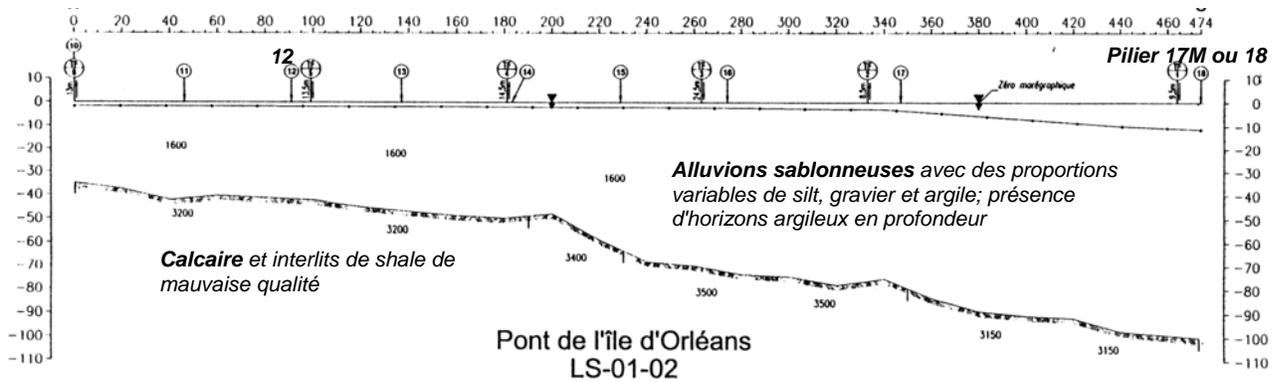
### **2.2 Données et calculs géotechniques de 2002-2003**

Les caractéristiques des fondations du pont de l'île d'Orléans sont très variables d'une rive à l'autre et sont particulièrement difficiles du côté Nord où les dépôts de matériaux meubles sont suspectés d'avoir contribué à l'affaissement de la partie Nord de l'ouvrage. Des investigations géotechniques et géophysiques ont été réalisées en 2001 et 2002 et ont permis de mieux définir les conditions géologiques et géotechniques (voir Thibault et Grondin (2003) et Talbot (2003, rapports géotechniques). La figure 3 présente une coupe géologique et la localisation d'une partie des forages effectués dans l'axe du pont, entre les piliers 10 et 17M (ou 18). Aucun sondage n'est disponible pour les piliers 19 à 38 de la partie sud, probablement fondés sur le roc.

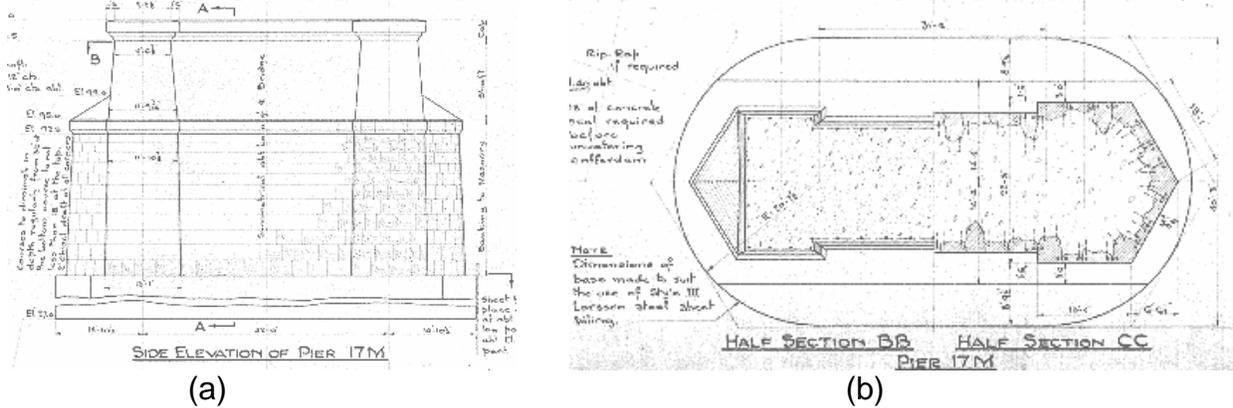
Les relevés géophysiques de 2002 ont permis d'approximer la position du roc dans le secteur Nord du pont. L'élévation de celui-ci passe de -35 m au 10<sup>e</sup> pilier d'approche à environ -100 m au pilier 18 (nommé aussi pilier 17M de la grande tour Nord sur la figure 1). Le profil du roc est inconnu entre les deux tours mais remonte rapidement pour affleurer au pilier 19 (nommé aussi 21M sur la figure 1).

Le roc n'a pu être atteint dans les sondages F1, F2, F3 et F4. Les calculs de tassements des trois piliers 15, 16 et 17M (ou 18) ont été effectués pour la structure dans sa configuration actuelle pour une augmentation de la charge de 5%, 10%, 15% et 20% de manière à disposer d'une plage de valeurs en fonction de plusieurs scénarios de poids différents. Ces piliers reposent tous sur des fondations superficielles (figure 4). Il ressort de leurs calculs que les tassements mesurés en 1982 sont tout à fait compatibles aux valeurs calculées, notamment pour le pilier intermédiaire Nord (0,15 m par calcul versus 0,14 m mesuré in situ) et le pilier d'ancrage Nord (0,18 m versus 0,17 m). Quant au pilier principal Nord (de la grande tour), les valeurs sont de 0,64 m par calcul et 0,46 m in situ. Une partie de cette différence provient vraisemblablement de l'importance de l'épaisseur des dépôts dont une grande partie n'a pu être traversée et analysée lors du sondage F-1. En résumé, il semble donc que la magnitude des affaissements mesurés en 1982 et leur stabilité confirmée depuis vingt ans soient a priori attribuables aux conditions géotechniques existantes.

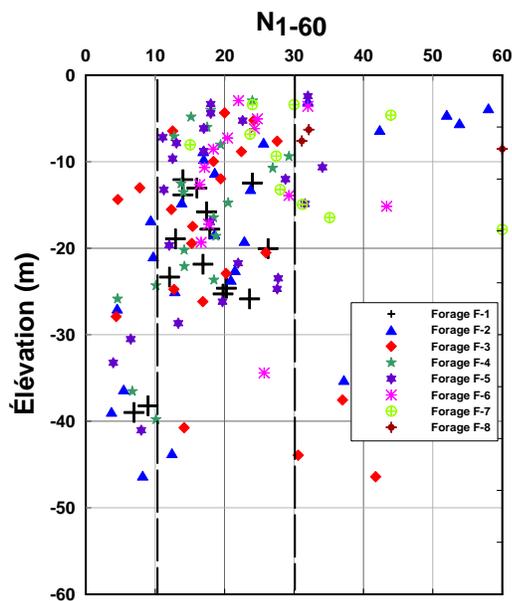
Les indices normalisés de pénétration standard  $N_1$  provenant de tous les forages sont regroupés et présentés à la figure 5. Les résultats obtenus quant aux caractéristiques des sols ont donc mis en évidence leurs fortes épaisseurs et la présence de matériaux sédimentaires saturés de nature pulvérulente et de compacité allant essentiellement de très faible à moyenne.



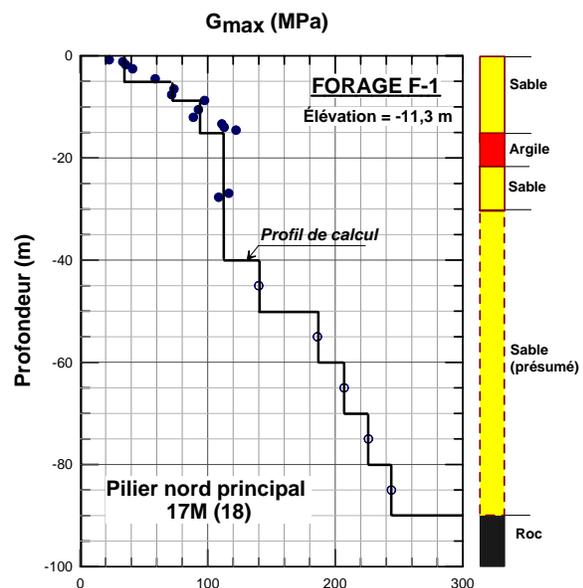
**Figure 3 :** Coupe géologique le long de l'axe du pont (modifié de Géophysique Sigma, 2002)



**Figure 4 :** Vue en coupe (a) et en plan (b) du pilier principal no. 17 M (ou 18). La pression totale de contact est de 435 kPa.



**Figure 5:** Indices normalisés  $N_1$  - Tous les forages (SPT)



**Figure 6:** Profil de  $G_{max}$  - Forage F-1 (pilier 17M)

### 3. Stabilité sismique des fondations du pont de l'Île d'Orléans

#### 3.1 Portée de l'étude sismique

L'étude sur les aspects sismiques effectuée par D. LeBoeuf (2003) concernait essentiellement deux volets du problème. Le premier avait pour objectif de préparer une synthèse des données sismologiques et d'évaluer les paramètres caractéristiques du mouvement sismique au site du pont par des approches probabiliste et déterministe et de définir les scénarios sismiques correspondant au séisme d'évaluation de la sécurité MCE ("*Maximum Considered Earthquake*").

Le second volet visait à évaluer de façon préliminaire, par un calcul dynamique 1-D, le potentiel de liquéfaction et la stabilité sismique des fondations du pont de l'île d'Orléans. Les aspects examinés concernaient surtout la réponse dynamique linéaire équivalente du dépôt de sédiments pour les scénarios sismiques retenus, le potentiel de liquéfaction des alluvions sablonneuses et la stabilité sismique et post-sismique des piliers.

#### 3.2 Paramètres sismiques

Une étude détaillée des données et de la documentation sismique combinée à une évaluation probabiliste et déterministe complémentaire de l'aléa sismique a permis de développer quatre scénarios sismiques pour caractériser le séisme d'évaluation MCE. Cette évaluation s'appuie sur les hypothèses suivantes :

- la nature du problème sous étude et les conditions de sol (site catégorisé en classe F, selon les critères du CNBC (2005) exigent de procéder à une évaluation de l'aléa sismique spécifique au site;
- les paramètres caractéristiques du mouvement sismique sont obtenus au niveau du roc par analyse probabiliste et déterministe; les mouvements sismiques à la surface et au niveau des fondations sont obtenus par calcul dynamique de la réponse du sol;
- les paramètres sismiques (accélération de pointe au roc (APR) et accélérations spectrales  $S_a$ ) sont calculés avec un seul niveau de confiance, soit le 50<sup>ième</sup> centile (médiane);
- les deux nouveaux modèles sismiques (H, ou historique, et R, ou régional (Adams et Halchuk, 2003)) sont utilisés pour mieux refléter les nouvelles dispositions réglementaires du CNBC (2005).
- les ordonnées spectrales ( $S_a(T)$ ) au roc sont spécifiées de 2 façons: 1) directement, par calcul probabiliste avec la méthode de Cornell-McGuire (logiciel EzFRISK) combinée avec les zones sismiques H ou R, 2) en utilisant le spectre de référence au roc compilé par Seed et al. (1976). Le spectre de Seed au roc est encore largement utilisé dans la pratique géotechnique.

Pour le site du pont de l'île d'Orléans, les évaluations probabilistes (pour une probabilité de dépassement de 2% en 50) et déterministes indiquent qu'une accélération de pointe au roc (APR) de 0,20 g est représentative d'une sollicitation sismique dans l'hypothèse que le modèle sismique H est correct. Un APR de 0,29 g est obtenue lorsque le calcul probabiliste ( $P = 2\%$  en 50 ans) est effectué en utilisant les zones du modèle R.

Les scénarios sismiques de calcul seront définis sur la base de ces deux niveaux d'accélération. Les spectres d'accélération de référence (Seed et al. (1976) et Ez-FRISK-CNBC (2005)) pour les scénarios sismiques basés sur le modèle H sont présentés à la figure 9.

**TABLEAU 1**  
**SCÉNARIOS SISMIQUES POUR LE SÉISME MCE**

SCÉNA- RIO	APR (g)	SCÉNARIO SISMIQUE	MODÈLE SISMIQUE	R <sub>h</sub> (KM)	m <sub>bLg</sub>	SPECTRES DE RÉFÉRENCE	TYPE DE SÉISME
1	0,20	Charlevoix	H	67	~7,5	UHS –mod. H & Seed (roc)	champ intermédiaire
2	0,20	Saguenay	H	122	~7,5	UHS –mod. H & Seed (roc)	champ lointain
3	0,20	Trois-Rivières	H	~25	~6,0	UHS –mod. H & Seed (roc)	champ proche
4	0,29	IRM	R	~25	~7,5	UHS –mod. R & Seed (roc)	Champ proche

### 3.3 Évaluation du potentiel de liquéfaction

#### *Généralités*

L'objectif des calculs dynamiques est de s'assurer, d'une part, que les sols en place sont potentiellement vulnérables à une rupture par liquéfaction et, d'autre part, que les sollicitations sismiques, caractéristiques du séisme de calcul MCE, sont suffisamment sévères pour initier ou déclencher la liquéfaction.

Cette évaluation a été faite de façon détaillée pour deux forages du pont de l'île d'Orléans. La première porte sur le site du forage F-1, près du pilier nord no. 18. La seconde évaluation concerne le forage F-5, au site du pilier no.12. Les résultats de la ligne sismique sont utilisés pour obtenir l'épaisseur totale du mort-terrain. Le module de cisaillement aux petites déformations ( $G_{max}$ ) a été déduit de corrélations empiriques à partir de l'indice de pénétration standard ( $(N_1)_{60}$ ). Le profil de synthèse du forage F-1 pour  $G_{max}$  utilisé pour le calcul dynamique est montré à la figure 6. Les profils de  $G_{max}$  pour les autres colonnes de sol analysées sont inclus dans les références (LeBoeuf, 2003). Pour chacun des profils à l'étude, deux séries de calculs dynamiques seront effectués (selon les modèles H (APR = 0,20 g) et R (APR = 0,29 g)). Ceci permettra donc d'évaluer la sensibilité de l'évaluation aux hypothèses sur les scénarios sismiques.

Le modèle linéaire équivalent de Seed et Idriss (1970), intégré dans le logiciel *ProShake*, a été utilisé pour les calculs dynamiques. Ce logiciel résout l'équation de propagation d'ondes 1-D ("*shear beam model*") dans le domaine fréquentiel. Dans ce modèle, les paramètres élastiques du sol sont ajustés itérativement en fonction de l'amplitude de la déformation effective maximale atteint dans la couche durant la vibration sismique. Un total de 5 ou 6 itérations est généralement suffisant pour obtenir un module de cisaillement sécant et un amortissement compatibles avec le niveau de déformations de cisaillement. On trouvera des informations additionnelles sur l'approche linéaire équivalente dans Kramer (1996)

#### *Méthodologie*

Dans un premier temps, il convient de s'assurer, en utilisant de simples critères géologiques et granulométriques (Youd, 1991), que les sols en place (naturels et remblayés) sont effectivement vulnérables à la liquéfaction sismique. L'examen des rapports de sondage confirme que c'est effectivement le cas. La seconde étape consiste à appliquer la procédure de Seed (Seed et Harder (1990); Youd et Idriss (2001)) pour vérifier que les signaux sismiques caractéristiques des scénarios sismiques peuvent déclencher la liquéfaction des horizons pulvérulents. L'évaluation se fera, dans un premier temps et conformément à la pratique établie, pour des conditions de champ libre puisque cela représente une analyse conservatrice (la résistance cyclique augmentant avec la pression effective (Rollins et Seed, 1991)). L'évaluation des effets de la surcharge et du précisaillement sera faite dans une seconde étape. Après avoir choisi les profils de sols à analyser

et déterminé les propriétés dynamiques des sols, la méthode de Seed (Seed et al., 1983; Seed et Harder, 1990) est utilisée pour évaluer le potentiel de liquéfaction du dépôt. Les étapes d'application de la méthode d'évaluation du potentiel de liquéfaction sont illustrées à la figure 7. Si, à une élévation donnée, le signal sismique provoque ou déclenche ("*trigger*") la liquéfaction de la couche de sol, il convient alors d'en évaluer les conséquences de la liquéfaction en calculant, dans un premier temps, la résistance résiduelle non drainée du sol liquéfié ( $S_{us}$ ) et, dans un second temps, la stabilité post-liquéfaction de la fondation ou du talus (figure 8).

#### *Analyses dynamiques et évaluation du potentiel de liquéfaction en champs libre*

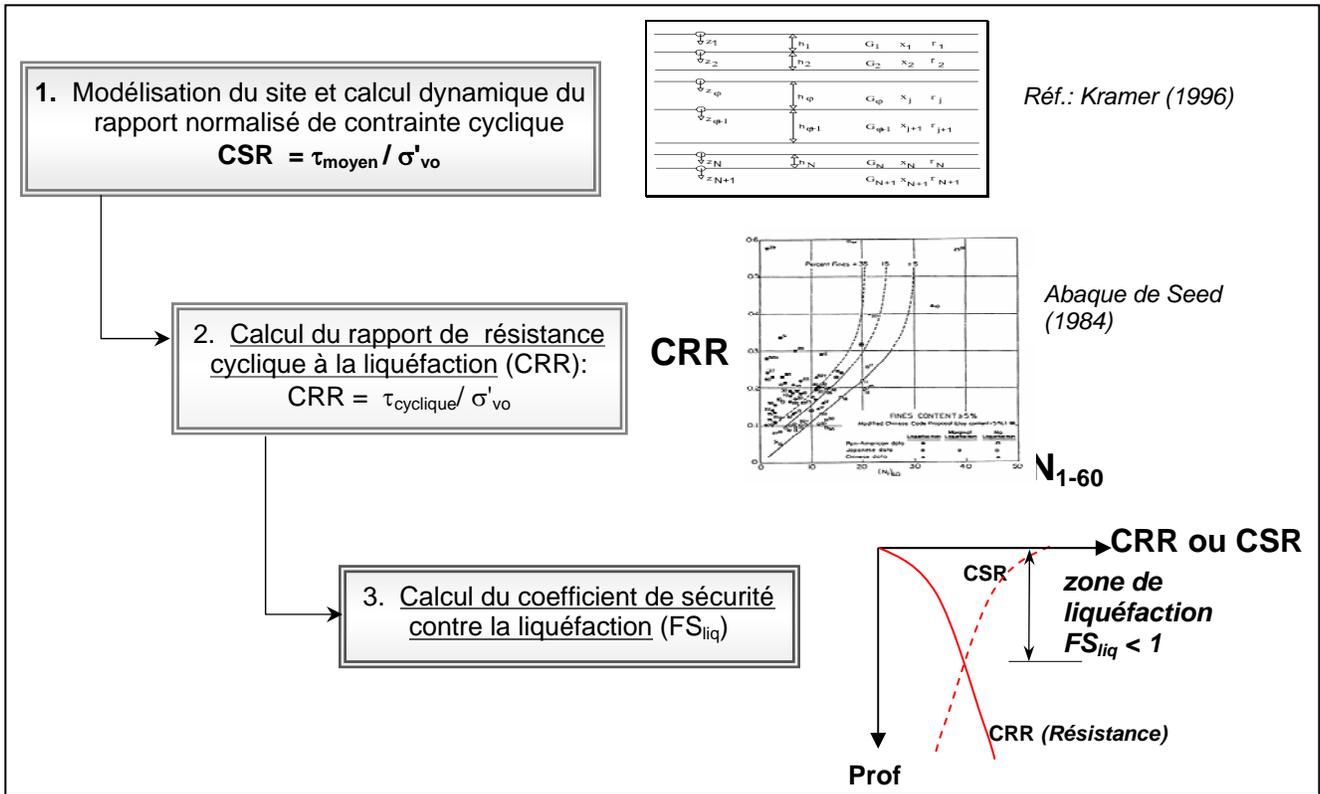
Tel que mentionné plus haut, les analyses de liquéfaction ont été effectuées pour deux profils de sol (au pilier 17M (18) et au pilier 12). Une vérification a aussi été faite pour les autres piliers. Au total, 12 signaux sismiques ont été appliqués à chacun des sites. Six signaux représentant les scénarios associés au modèle sismique H ont été calés à une APR de 0,20 g; les mêmes six signaux ont ensuite été calés à une APR de 0,29 g pour représenter le scénario plus sévère découlant du modèle sismique R.

Les résultats détaillés des analyses dynamiques et de l'évaluation du potentiel de liquéfaction pour le pilier no. 18 (pilier principal nord) ainsi que pour tous les autres piliers étudiés sont présentés dans les rapports de LeBoeuf (2003b). À titre d'exemple, la figure 10 présente les résultats des calculs pour le forage F-1 (pilier 17M) et le scénario no.1 du modèle H (soit  $M_{7,5}$  et  $A_{max} = 0,20$  g). Ces résultats sont présentés sous la forme d'une comparaison entre les contraintes cycliques (normalisées par le poids effectif des terres,  $\sigma'_{vo}$ ) et les résistances à la liquéfaction (aussi normalisées avec  $\sigma'_{vo}$ ) déduites de l'indice normalisé de pénétration standard ( $(N_1)_{60}$ ) en suivant l'abaque de Seed. On considère que la liquéfaction peut être déclenchée dès que la contrainte sismique (CSR) dépasse la résistance cyclique disponible (rapport CRR). Tous les résultats et les détails de ces analyses dynamiques pour les autres scénarios sont présentés dans le rapport technique (LeBoeuf, 2003b)

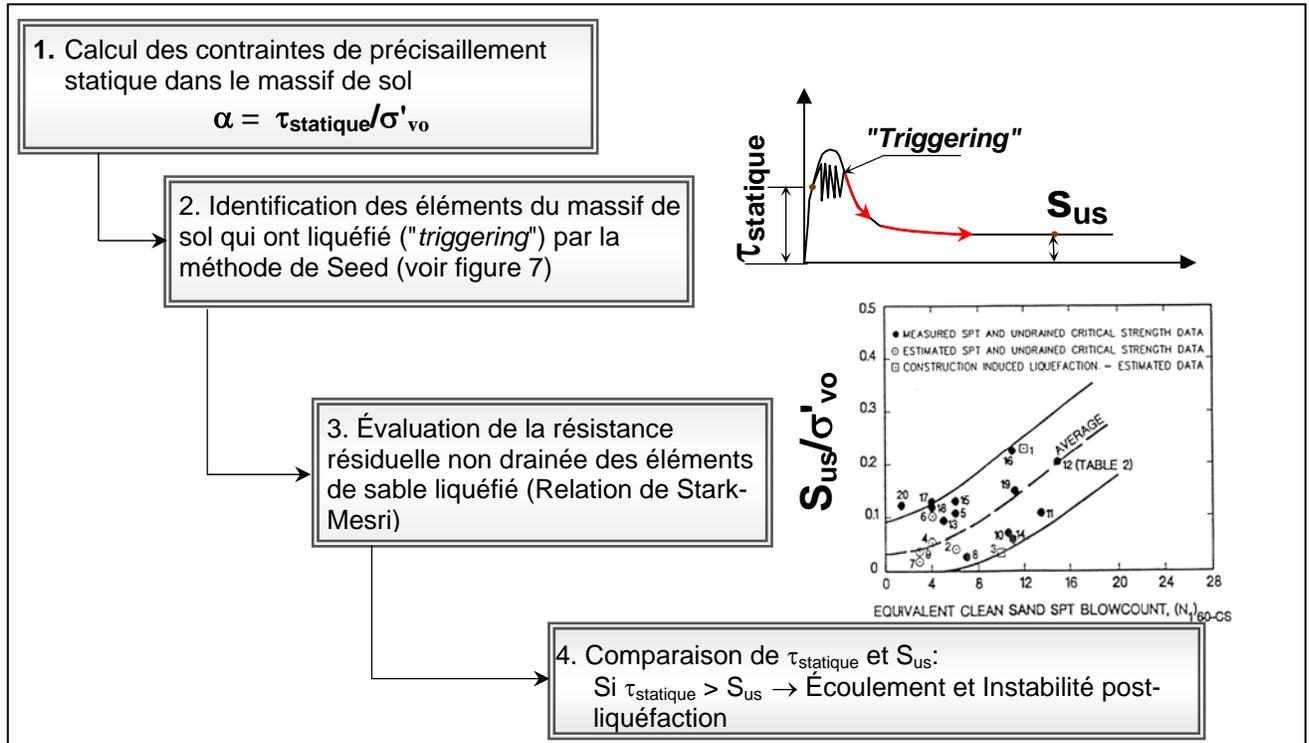
La conclusion principale des calculs dynamiques est de montrer que les signaux sismiques (caractéristiques des scénarios représentant le MCE) sont suffisamment sévères pour entraîner la liquéfaction de zones importantes de sol au site du profil du forage F-1. Nous arrivons aux mêmes conclusions pour les deux modèles sismiques (H et R) même si l'APR est plus élevée dans le cas du modèle R (0,29 g vs 0,20 g). Plus de 50% de la colonne de sol, pour le modèle H, et 60% pour le modèle R, présente un coefficient contre la liquéfaction inférieur à 1.0 et est donc potentiellement liquéfiable pour les scénarios sismiques sélectionnés représentatifs du MCE.

#### *Influence du pilier sur le potentiel de liquéfaction de la structure*

L'influence de la structure sur le potentiel de liquéfaction intervient à trois niveaux : 1) la surcharge de la structure augmente la contrainte effective; 2) la structure augmente la contrainte de précisaillage statique, exprimée par le rapport  $\alpha$  (et  $\alpha = \tau_{st}/\sigma'_{vo}$ ), dans le sol supportant le pilier; 3) il y a modification des caractéristiques vibratoires du sol (donc du rapport de contraintes cycliques CSR) en raison du phénomène d'interaction sol-structure. On sait (Rollins et Seed, 1991) que la résistance cyclique du sol augmente avec la contrainte effective verticale  $\Delta\sigma$ , mais que cet effet est non-linéaire (effet  $K_\sigma$ ). C'est effectivement une des raisons pour lesquelles les analyses en champ libre sont conservatrices et peuvent être utilisées pour évaluer le potentiel de liquéfaction sous une structure.



**Figure 7:** Méthodologie d'évaluation du potentiel de liquéfaction



**Figure 8:** Méthodologie d'évaluation de la stabilité post-liquéfaction

Le précisaillement statique (appelé aussi "effet  $K_\alpha$ " avec  $K_\alpha = \tau_{\text{statique}}/\sigma'_{\text{vo}}$ ) joue aussi un rôle extrêmement important. En ce qui concerne le déclenchement de la liquéfaction, on considère que le précisaillement statique diminue la résistance cyclique des sols lâches, a peu d'effets sur les sols de compacité moyenne et augmente la résistance cyclique (CRR) des sols de compacité moyenne à dense (Youd et Idriss, 2001). L'évaluation précise des effets de ce paramètre  $K_\alpha$  dans un contexte d'analyse simplifiée demeure encore assez incertaine. Une valeur de 1,0 a été sélectionnée pour le coefficient  $K_\alpha$ . Nous avons supposé que le précisaillement aura une influence mineure sur la résistance cyclique du sol (rapport CRR) puisque l'indice de densité relative du sable au voisinage du pilier varie entre 34% et 66%. L'effet de la réponse sismique de la structure sur les contraintes cycliques est plus complexe à évaluer. Pour les fins de cette étude, nous avons supposé que le rapport CSR n'est pas modifié de façon significative par la structure. Cette hypothèse est en cours de vérification par des calculs par éléments finis 2-D ou 3-D.

### 3.4 Stabilité post-liquéfaction

Ce calcul sert à évaluer les conséquences de la liquéfaction. Le concept de l'approche est montré à la figure 8. Brièvement, la méthode consiste à évaluer la stabilité post-liquéfaction de la masse de sol de fondation en se fondant sur l'hypothèse que la résistance d'une masse liquéfiée est correctement approximée par la résistance résiduelle non drainée (ou à l'état permanent,  $S_{\text{us}}$ ).

Elle comporte essentiellement quatre étapes:

1. évaluation par simulation numérique de la distribution des contraintes statiques de cisaillement ( $\tau_{\text{statique}}$ ).
2. La résistance  $S_{\text{us}}$  est évaluée à l'aide de corrélations empiriques. La corrélation empirique de Stark et Mesri (1992) a été employée. Les valeurs moyennes des rapports  $S_{\text{us}}/\sigma'_{\text{vo}}$  ont été calculées pour chacun des forages et varient entre 0,12 et 0,22 (pour le forage F-8); il prend une valeur moyenne de 0,12 au site du forage F-1.
3. Le déclenchement (ou le "*triggering*") de la liquéfaction est évalué par une approche dynamique (avec *Shake*, dans cette étude) ou empirique. Les évaluations du potentiel de liquéfaction (re. section précédente) montrent bien que le potentiel de liquéfaction est significatif et que l'on peut supposer que la résistance résiduelle sera mobilisée dans les éléments de sol liquéfié.
4. L'instabilité post-liquéfaction est évaluée en comparant la contrainte de précisaillement statique et  $S_{\text{us}}$ . Une contrainte de précisaillement  $\tau_{\text{statique}}$  supérieure à  $S_{\text{us}}$  entraîne des déformations quasi-illimitées.

La procédure a été appliquée au site du forage F-1 (figure 11). La figure 12 montre la distribution du rapport normalisé de contrainte de précisaillement statique (rapport  $\alpha = \tau_{\text{statique}}/\sigma'_{\text{vo}}$ ) au voisinage du pilier no. 18. On considère que le sol a un potentiel de déformation post-liquéfaction quasi-illimité si la condition suivante est rencontrée:  $\alpha = \tau_{\text{statique}}/\sigma'_{\text{vo}} \geq 0,12$ . On peut observer à la figure 12 qu'une large proportion du sol entre les élévations 65 m et 85 m est soumise à un fort précisaillement et que ce précisaillement est effectivement supérieur à 0,12. Les déformations reliées aux instabilités post-liquéfaction seront donc potentiellement importantes. Des calculs plus avancés par éléments finis sont actuellement en cours pour préciser l'amplitude des déformations post-rupture.

#### **4. Investigations et travaux géotechniques 2005-2006**

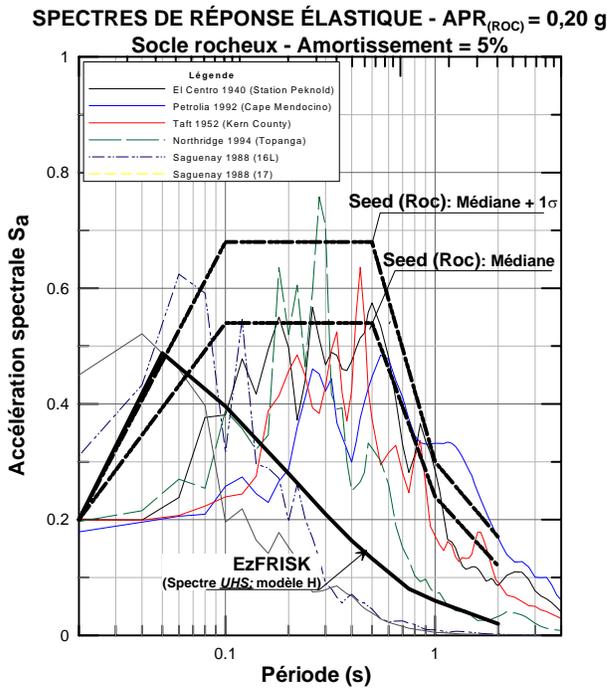
Les travaux de terrain réalisés à l'automne 2005 ont consisté en l'exécution d'un forage profond (F-1-05) à proximité du pilier 17M (18) jusqu'au roc de même qu'en la réalisation de sondages géophysiques par la Commission géologique du Canada (CGC). Le forage F-1-05 a atteint le roc à une profondeur de 70,3 m, ce qui est inférieur à ce qui avait été estimé par les géophysiciens en 2002. Le forage a en outre confirmé la présence de 2 couches argileuses importantes: la première a 7 m d'épaisseur et se trouve à une profondeur de 12,6 m et une seconde a une épaisseur de 12,8 m et a été relevé à une profondeur de 42,3 m.

Les relevés géophysiques réalisés par la CGC ont consisté en l'exécution d'essais de sismique-réfraction et d'essais MASW ("*Modal Analysis of Surface Waves*"). Les essais MASW ont été réalisés en collaboration avec la firme *Geowave* de Granby (2006). Les résultats de ces relevés permettront de mieux apprécier la variation de la vitesse des ondes de cisaillement dans le massif de sol.

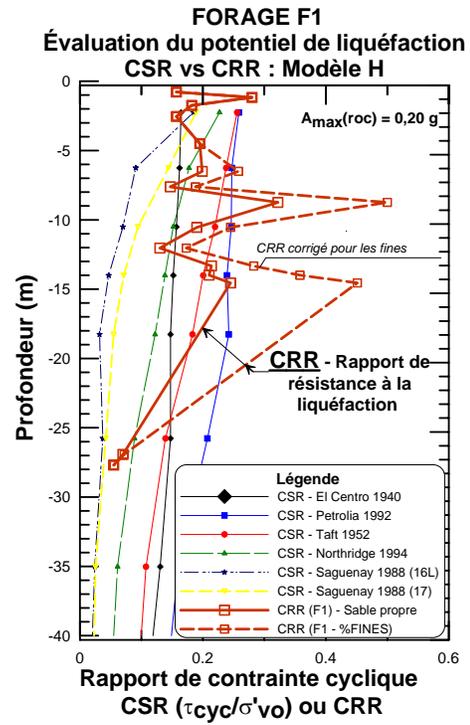
#### **5. Conclusion**

Les résultats provenant de l'étude géotechnique et les calculs dynamiques effectués pour cette étude montrent que les coefficients de sécurité contre la liquéfaction sont inférieurs à 1,0 pour tous les signaux sismiques utilisés dans l'évaluation. Ils montrent aussi que les proportions des zones liquéfiées sont importantes. En cas de liquéfaction pour le pilier 18 (grande tour Nord), l'évaluation démontre qu'il y aurait instabilité et rupture généralisée des sols de fondation. Cette étude met donc en évidence l'importance de prendre en compte la stabilité sismique des fondations lors de la conception ou de la mise à niveau sismique d'une structure. Le risque de liquéfaction qui se manifeste par une perte de résistance au cisaillement du sol support devient donc un élément critique dans la démarche d'évaluation ou de conception d'un ouvrage d'art. L'histoire de cas présenté dans cette communication présente les grands éléments d'une méthodologie applicable pour aborder ces problèmes tout en permettant d'apprécier la complexité et les défis reliés à ce type de risque.

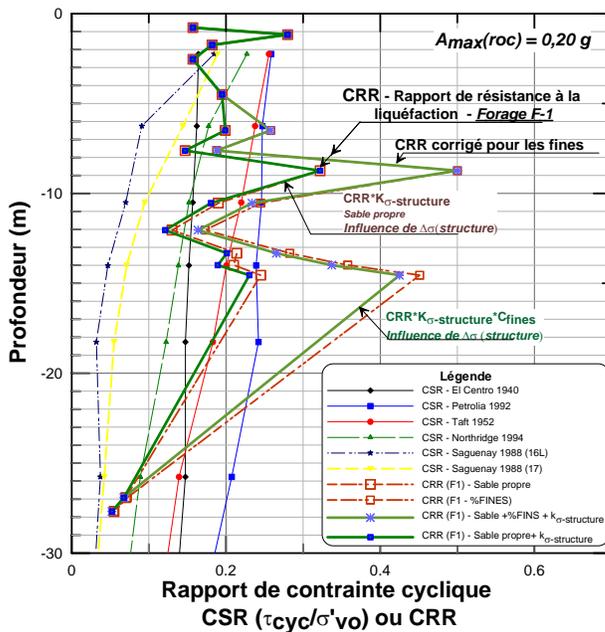
Il est important de noter que les mouvements sismiques sont profondément affectés par la présence des sédiments et sont fortement non linéaires pour de forts niveaux de sollicitation sismique. Il y a normalement modification du contenu spectral des signaux sismiques, écrêtage des hautes fréquences, amplification ou désamplification, selon le cas, de l'accélération maximale. Il n'est donc pas possible de prévoir par cette seule étude 1-D le comportement réel tri-dimensionnel en interaction sol structure qui peut être éventuellement empiré ou atténué.



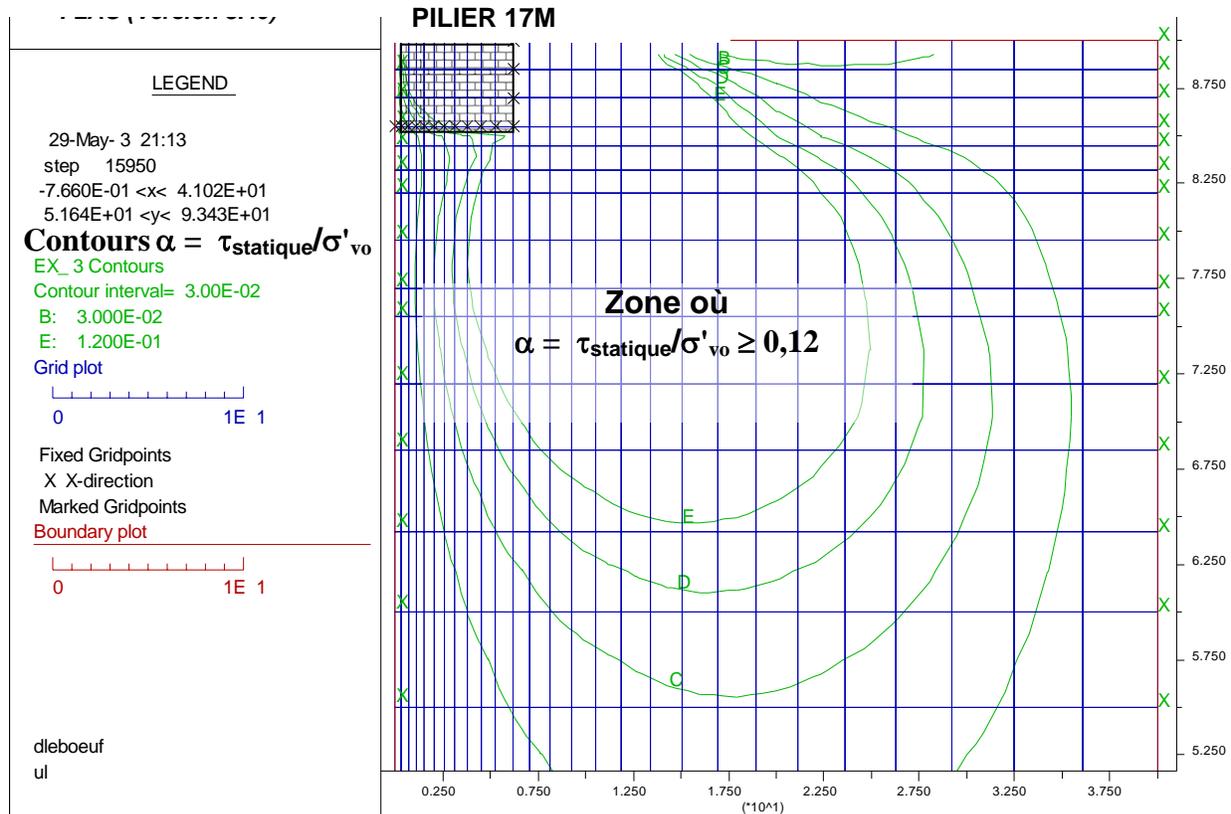
**Figure 9 :** Spectres de réponse Ez-FRISK-CNBC 2005 et Seed (1976; roc) pour les scénarios du modèle H



**Figure 10 :** Évaluation du potentiel de liquéfaction en champs libre, secteur pilier 17M (18);  $A_{max(roc)} = 0,20\text{ g}$



**Figure 11 :** FORAGE F-1 Influence de la surcharge ( $\Delta\sigma$ ) de la structure ( $K_{\sigma\text{-structure}}$ ) (Modèle sismique H)



**Figure 12: Stabilité post-liquéfaction** Forage F-1 – Pilier no. 18: Comparaison du rapport de précisaillage statique ( $\alpha = \tau_{\text{statique}}/\sigma'_{vo}$ ) calculé par FLAC (Itasca, 2005) et de la résistance post-liquéfaction ( $S_{us}/\sigma'_{vo}$ ) (Note : Valeur des iso-contours du paramètre  $\alpha = 0.03$ )

## Références

- Adams, J. et Halchuk, S. (2003), "Fourth generation seismic hazard maps of Canada: Values for over 650 Canadian localities intended for the 2005 National Building Code of Canada", GSC, Open File 4459.
- Banks, S. R. (1936). "The superstructure of the island of Orleans suspension bridge, Quebec, Canada", Excerpt Journal of The Institution of Civil Engineers, Session 1935-1936, No. 8, October 1936, 357-470.
- Buckland, P. G. (1981a). "The Lions' Gate Bridge-investigation", Can. J. Civ. Eng., Vol. 8(2), 241-256.
- Buckland, P. G. (1981b). "The Lions' Gate Bridge-renovation", Can. J. Civ. Eng., Vol. 8(4), 484-508.
- Buckland, P. G. (2003). "Increasing the Load Capacity of Suspension bridges", Journal of Bridge Engineering, ASCE, 8( 5), 288-296.
- Bergeron, M. (1982). "Rapport d'inspection du système de suspension du pont de l'Île d'Orléans".
- CNBC ( 2005), "Code national du bâtiment du Canada-2005". Conseil National de Recherche du Canada, NRCC
- EduPro CivilSystems (2001), "Proshake software", EduPro CivilSystems, 5141 189th Avenue NE, Sammamish, WA 98074
- Geowave (2006). "Relevés MASW – Pont Île Orléans", rapport présenté à la Commission géologique du Canada.
- Itasca Consulting Group (2005) 'FLAC – Fast Lagrangian Analysis of Continua, V 5.0', User Manual
- Kramer, S.J. (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering". Prentice-Hall, 651 p.
- LeBoeuf, D. (2003a). "Stabilité sismique des fondations des piliers du pont de l'Île d'Orléans – Phase I: paramètres sismiques". Rapport technique remis au Ministère des transports du Québec.
- LeBoeuf, D. (2003b). "Stabilité sismique des fondations des piliers du pont de l'Île d'Orléans – Phase II: analyse et évaluation". Rapport technique remis au Ministère des transports du Québec.

- Poulos, S.J., Castro, G. et France, J.W. (1985), "*Liquefaction Evaluation Procedure*", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.111, No. GT5, 553-562.
- Rollins, K.M. et Seed, H.B. (1990), "*Influence of Buildings on Potential Liquefaction Damage*", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.116, No. 2, 165-185.
- RWDI Report 05-1237A, (2006). Étude aérodynamique du pont de l'Île d'Orléans, version préliminaire du rapport final, 23 Mars .
- Seed, H.B., et Idriss, I.M. 1970. "*Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses*". Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. Rapport EERC 70-10: 40 p.
- Seed, H.B., Ugas, C. et Lysmer, J. (1976). "*Site-dependant spectra for earthquake - resistant design.*" Bulletin Seismological Society of America, Vol. 66, No. 1, 221-242.
- Seed, H.B. et Idriss, I.M., 1982, "*Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquakes*», Monographie, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 134 p.
- Seed, H.B., Idriss, I. M., et Arango, I. (1983), "*Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data*", Journal of the Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 109, No. GT3, pp. 458-482.
- Seed, R.B. et Harder, L.F. (1990). "*SPT-Based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength*". Proc. of the H. Bolton Seed Memorial Symposium, University of California, Berkeley, Vol. 2, pp. 351-376.
- Seed, H.B. (1987), "*Design Problems in Soil Liquefaction*", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.113, No. 8, 827-845.
- Sincennes, J.-J. (2003). "*Rapport de levé sismique*". Géophysique Sigma inc.
- Stark, T.D. et Mesri, G. (1992), "*Undrained Shear Strength of Liquefied Sands for Stability Analysis*", ASCE, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118, No. 11, November 1992, pp. 1727-1747.
- Talbot, M. (2000). "*Évaluation des ponts suspendus au Québec : le cas du pont de l'Île d'Orléans*", 7<sup>e</sup> colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Université Laval, Québec, Canada, 8-1 à 8-20.
- Talbot, M. (2001). "*Mesure de la tension dans les suspentes et les torons des câbles porteurs du pont de l'Île d'Orléans par une méthode d'interférométrie laser*", 8<sup>e</sup> Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Université Laval, Québec, Canada, 17-1 à 17-16.
- Talbot, M. (2002). "*Méthodes expérimentales et numériques utilisées pour l'évaluation du pont suspendu de l'Île d'Orléans*". 4<sup>e</sup> Conférence spécialisée en génie des structures de la Société canadienne de génie civil, Montréal, Québec, Canada.
- Talbot, M. (2003a). «*Auscultation des grands ouvrages d'art par une technique du système GPS.*» 10<sup>e</sup> Colloque sur la progression de la recherche québécoise sur les ouvrages d'art, Université Laval, Québec, Canada.
- Talbot, M. (2003b). «*Auscultation des grands ouvrages d'art au Québec : le cas du pont de l'Île d'Orléans.*» Innovation transport, bulletin scientifique et technologique, no. 16, avril, Québec, Canada.
- Talbot, M. (2003c). "*Évaluation de l'état structural et propositions de modifications du pont de l'île d'Orléans*". MTQ. Rapport préliminaire.
- Talbot, M. and Stoyanoff, S. (2005). "Full-scale modal measurements of the Île d'Orléans suspension bridge", International Conference on Experimental Vibration Analysis for Civil Engineering Structures (EVACES), Bordeaux, France.
- Thibault, C., Grondin, G. (2003). "*Rapport géotechnique du pont de l'Île d'Orléans*", service de géotechnique et géologie, MTQ.
- Youd, T.L., Idriss, I.M. et coll. (2001), "*Liquefaction Resistance of Soils : Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 CEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soil*", ASCE, Journal of Geotechnical and Geo-Environmental Engineering, Vol. 127, No. 10, Oct. 2001, pp. 817-833.