

Conception du pont sur la route 138 à Longue-Rive, avec l'attention particulière sur le comportement du sol exposé aux efforts sismiques

Admir Pasic

Stantec inc, Montreal

Mourad Karray

Université de Sherbrooke, Sherbrooke

Résumé : Dans le cadre d'aménagement du tronçon de la route 138 qui passe par la municipalité Longue-Rive, sur la côte Nord, Stantec (anciennement Dessau) a été mandaté pour faire la conception et préparer des plans et devis pour le pont routier au-dessus de la rivière Sault-aux-Moutons.

Le tablier du pont comprend deux travées en poutres d'acier portant une dalle en béton armé de 225 mm d'épaisseur. Deux travées ont une portée égale de 75,0 mètres. Le tracé routier présente une légère courbe horizontale sur le pont et par conséquent les poutres du tablier sont aussi courbées. La longueur totale du pont est de 150 mètres et la largeur du tablier est de 13,4 mètres. Certaines précisions et vérifications supplémentaires, manquantes dans la norme S6-06 et concernant le rapport de la contrainte normale du gauchissement sur la contrainte normale de flexion, ont été apportées, suivant les instructions de la norme AASHTO.

La pile centrale est composée d'un seul poteau en béton armé. La pile est appuyée sur une semelle de fondation qui est portée par six caissons de fondation profonde en béton armé. Le pont se trouve dans une zone de rendement sismique 3, selon la spécification de la norme S6-06 et le propriétaire de l'ouvrage a fixé la catégorie d'importance comme étant un pont de secours. Cette catégorie nous a obligé, toujours selon la norme S6-06, à réaliser une analyse sismique par la méthode spectrale multimodale sur un modèle 3D.

De par la géométrie, la catégorie d'importance et les caractéristiques spécifiques du sol sur le site, la conception du pont au-dessus de la rivière Sault-aux-Moutons à Longue Rive est un cas d'exemple qui demande une connaissance approfondie du comportement du sol, lorsque les conditions des fondations profondes sont exposées à des efforts sismiques élevés, afin d'élaborer une solution convergeant vers une conception sécuritaire et économique.

Une série d'analyses numériques 3D a été réalisée pour déterminer les rigidités équivalentes des ressorts dans le sol en fonction de la distorsion des pieux d'un groupe de pieux, situé sous le pilier central de la structure du pont, soumis à plusieurs chargements. La dégradation du module de cisaillement est prise en compte afin de tenir compte de la non-linéarité du sol. L'enjeu important est de développer des ressorts équivalents qui peuvent être adaptés à la déformation latérale du pieu. Les rigidités de ces ressorts varient en fonction de la distorsion et peuvent être adaptés dans un processus itératif selon la déformation du pieu à

chaque profondeur. Cette méthode peut être comparée à la méthode linéaire équivalente utilisée dans l'analyse dynamique où un module de cisaillement équivalent est calculé en fonction de la déformation de cisaillement. Ce type de ressort équivalent linéaire est très utile pour les ingénieurs en structure qui veulent intégrer l'effet de la capacité latérale du sol dans leurs modèles.

1. Introduction

Longue-Rive est une municipalité sur la Côte Nord. Le pont sur la route 138 au-dessus de la rivière Sault-aux moutons à Longue-Rive est construit dans le cadre du projet de contournement de la municipalité. L'objectif était d'améliorer de la fluidité dans le secteur ainsi que la sécurité des citoyens. La figure 1 montre l'emplacement du pont.

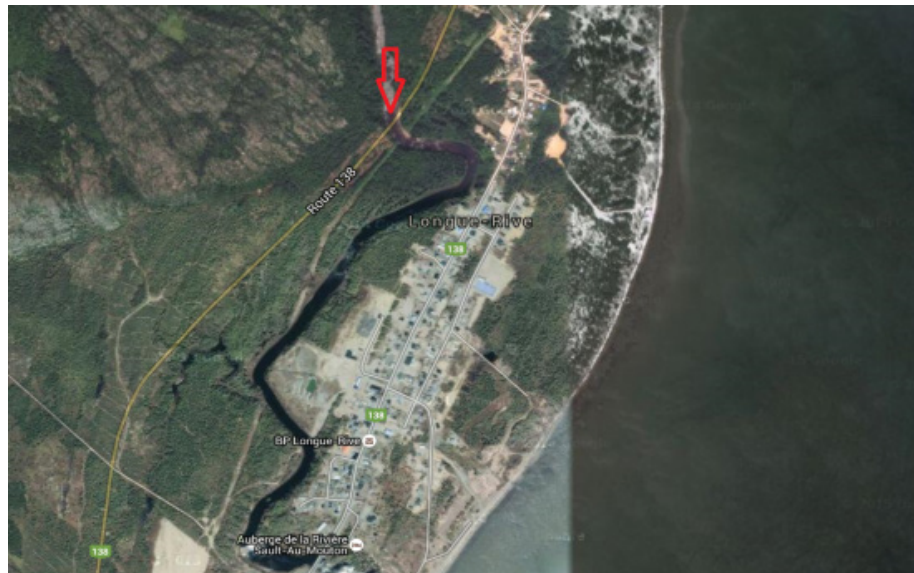


Figure 1 : emplacement du pont

2. Conception

Plusieurs options de la trame structurale ont été étudiées en avant-projet. Les options du pont de deux travées avec une pile centrale ou de trois travées avec deux piles ont été analysées. Pour chacune de ces options, nous avons aussi considéré deux types de tablier soit un premier avec poutres-caissons en acier et un second avec poutres à âme pleine en acier. L'option du tablier sur poutres à âme pleine en acier portant sur deux travées a été retenue comme la solution la plus économique.

2.1 Tablier

Le tablier est composé de 4 poutres en acier, espacées de 3580mm, mixtes avec une dalle en béton armé de 225mm d'épaisseur. Les poutres sont continues sur deux travées de portées égales de 75,0m. La longueur totale du pont, incluant les murs en ailes est de 166,8m. Le tracé routier présente une légère courbe horizontale sur le pont et, par conséquence, les poutres du tablier sont aussi courbes. La figure 2 montre la vue en plan du tablier.

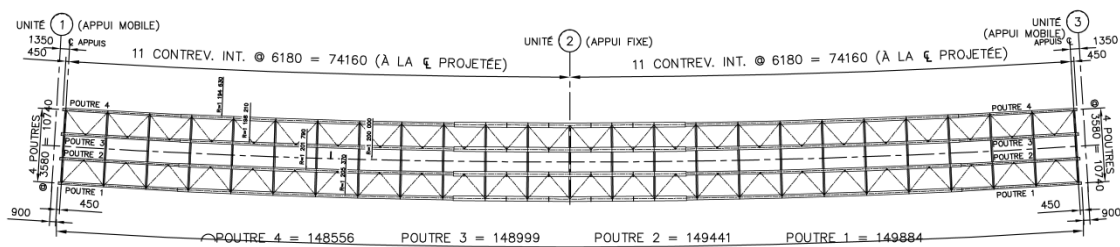


Figure 2 : vue en plan du tablier

La norme canadienne pour la conception des ponts routiers, S6-06, donne les instructions pour la conception des poutres en acier courbes. Par contre, dans son article 10.13.1 la norme indique que les instructions sont valables pour une portée maximale de 60,0m et que pour les portées plus longues d'autres critères peuvent s'appliquer, sans de dire lesquels. Étant donné que nos poutres ont des portées de 75,0m, nous avons décidé d'appliquer, compte-tenu du faible rayon de courbure du tablier, toutes les exigences de la norme S6-06 et en plus, d'y apporter certaines précisions là où c'était possible.

Notamment pour l'interaction de la contrainte normale du gauchissement de torsion et la contrainte normale de flexion. La norme S6-06 spécifie que le rapport des contraintes ne devrait pas dépasser 0,5. Or, au voisinage du point d'inflexion, il est impossible de respecter ce critère étant donnée la faible valeur des contraintes normales de flexion. La norme AASHTO donne cependant plus de précision :

$$F_l \leq 0,5 F_y \text{ et } \left| \frac{F_l}{F_b} \right| \leq 0,5 \text{ si } |F_b| \geq \min(0,33F_y \text{ ou } 17 \text{ ksi} = 117 \text{ MPa})$$

F_l et F_b présentent respectivement contrainte normale du gauchissement de torsion et contrainte normale de flexion.

Ces équations apportent une précision majeure par rapport à la norme S6-06 car elles indiquent que la limite du rapport F_l/F_b est valable uniquement lorsque la semelle subit un certain niveau des contraintes minimum sous le moment principal de flexion.

Une attention particulière a aussi été apportée à la conception des appareils d'appui, compte tenu des efforts sismiques assez élevés et la présence des poutres courbes. Nous avons choisi les appareils à élastomère confiné, guidés dans le sens longitudinal sur les culées et fixes dans deux directions sur la pile. Le pont ne contient aucun butoir sur les éléments de fondation. Quant à l'orientation des appareils d'appui guidés sur les culées, nous avons opté pour les guides parallèles à la tangence sur le rayon de courbe du tablier, plutôt que d'aligner les guides à la corde entre l'appareil d'appui en question et le support fixe du pont.

Le tablier du pont a été analysé par la méthode du grillage et la méthode des éléments finis. La méthode de grillage permet d'obtenir les résultats réalistes pour les efforts M_{fx} de flexion principale dans les poutres, tandis que la méthode des éléments finis, où les âmes des poutres sont modélisées par les plaques et les semelles par les membrures, nous permet de bien capturer les moments M_{fy} de flexion latérale dans les semelles des poutres. Nous avons profité de ces deux méthodes raffinées pour « jouer » avec l'orientation des appareils d'appui et les deux méthodes confirment que l'orientation des guides parallèlement à la tangence sur le rayon de courbe, facilite la déformation du tablier sous les efforts thermiques sans créer des efforts supplémentaires dans les appareils d'appui, ni tablier.

Dans sa publication « Structural manual », à l'article « Orientation of guided bearings on curved structures », le Ministère de transport d'Ontario parle de ces deux approches dans l'orientation des appareils d'appui et constate que les deux approches peuvent être utilisés et ont été utilisés avec le succès dans le passé. La figure 3 présente les orientations des appareils d'appui, traitées dans le document de MTO.

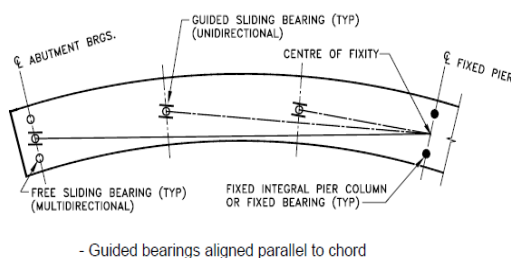


Figure 3a

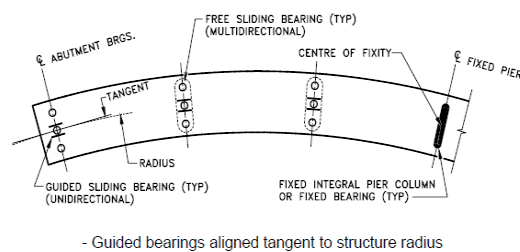


Figure 3b

2.2 Analyse sismique

Le pont se trouve dans une zone de rendement sismique 3, selon la spécification de la norme S6-06 et le propriétaire de l'ouvrage a fixé la catégorie d'importance comme étant un pont de secours.

Basé sur les critères de l'article 4.4.5.3.1 du code S6-06 une analyse sismique a été réalisée par la méthode spectrale multimodale sur un modèle 3D. La norme exige aussi qu'un pont de secours soit accessible aux véhicules d'urgence après un séisme d'une période de retour de 1000 ans. L'approche utilisée dans ce projet pour la conception des éléments à capacité protégée, en l'occurrence les fondations profondes des unités de fondation, consiste à limiter les efforts dans ces éléments aux forces élastiques calculées avec $I=1,0$ et $R = 1,0$ pour une accélération d'une période de retour de 1000 ans. Selon les valeurs d'alea sismique du Code national du bâtiment, l'accélération du sol dans la localité de Longue Rive pour un séisme d'une période de récurrence de 1000 ans est de $A= 0,251g$.

Dans la direction transversale du pont, le tablier est retenu par les éléments des fondations au niveau de deux culées et la pile centrale. Dans le sens longitudinal du pont, le tablier est fixé sur l'élément de fondation de la pile centrale seulement. Cette dernière est composée d'un seul poteau en béton armé. Cela signifie que toute la force sismique longitudinale qui agit sur le pont sera reprise seulement par le poteau de la pile centrale et sa fondation. La section ronde du poteau permet de réduire l'impact de l'obstacle sur le cours d'eau de la rivière. La distance entre le centre de gravité du tablier, l'endroit où se trouve la plus grande masse du pont exposée aux mouvements sismiques, et la semelle de fondation est de plus de 21 mètres. Les efforts sismiques dans le sens longitudinal à l'endroit de l'encastrement de la pile dans la semelle de fondation sont élevés : le cisaillement de plus de 10 000 KN et le moment de flexion d'environ 130 000 KNm. La modélisation numérique et l'analyse structurale du pont ont été réalisées avec le logiciel de l'analyse structurale ADA. La structure a été modélisée en totalité en 3D (voir la figure 4).

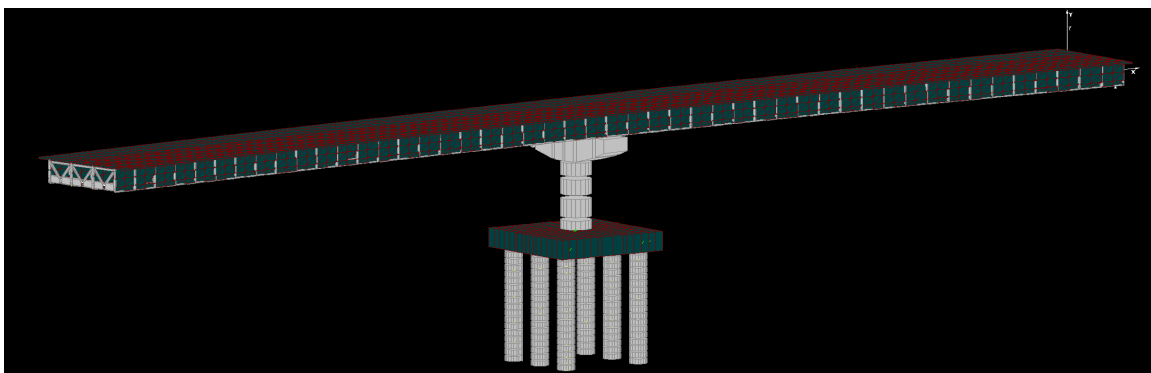


Figure 4 : modèle 3-D du pont

La figure 4 présente le modèle complet de la structure avec les éléments de la fondation profonde sous la semelle de la pile centrale. Dans un premier temps, pour amorcer la conception et trouver la sollicitation maximale dans la future fondation profonde, la pile a été modélisée avec l'encastrement à sa base.

2.3 Fondations

De façon générale, les sols rencontrés dans les forages sont des matériaux pulvérulents composés surtout de sable et silt ou sable silteux. Leur compacité varie de dense à très dense, sauf parfois sur les quelques mètres supérieurs où on les trouve dans un état parfois lâche. Le roc a été atteint dans tous les forages. Le niveau du roc se trouve à environs 20m de profondeur sous le niveau du terrain naturel à l'endroit des fondations. Les bases des semelles sont aux élévations 36,025m à la culée ouest, 22,905m à la pile et 36,77m à la culée est.

La semelle de la culée ouest est positionnée directement sous la surface du terrain naturel, celle de la pile sous la surface du lit de la rivière, protégée contre affouillement et celle de la culée est sur le remblai d'approche. La figure 5 montre l'élévation de la structure.

Les culées et la pile centrale sont appuyées sur des fondations profondes. Les semelles des culées reposent sur les pieux tubulaires en acier de 300mm de diamètre, rempli de béton. La semelle de la pile est supportée par les pieux-caissons en acier rempli de béton armé avec les emboitures au roc. La semelle a une surface carrée de 14,0m x 14,0m et une épaisseur de 3,0m. Le diamètre des pieux-caissons est de 2,0m et la longueur d'emboiture dans le roc sain est de 4,0m.

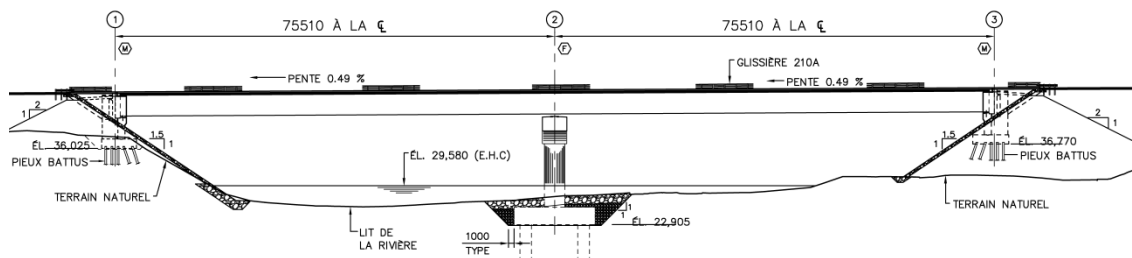


Figure 5 : élévation

Au Québec le devis spécial sur les services géotechniques pour la conception des fondations profondes est basé sur la méthode de Broms, une méthode empirique développée dans les années 70 qui n'est pas tout à fait appropriée pour l'utilisation moderne où la conception d'un pont complexe passe de plus en plus par une modélisation

numérique de la structure en 3D. Dans cette modélisation 3D, le comportement du sol doit au moins, quant au niveau de la complexité de sa présentation, être simulé par des ressorts qui entourent les pieux de la fondation.

En général, le problème du transfert des charges horizontales de la structure au sol par les éléments des fondations profondes est moins prononcé dans le cas des culées, parce que les culées disposent souvent avec les pieux inclinés. La plus grande partie de la charge horizontale peut, dans ce cas, être reprise par la composante horizontale de la réaction à la base des pieux inclinés appuyés au roc. De cette manière la stabilité horizontale de la structure peut être assurée sans de parfaitement maîtriser le comportement du sol entourant des pieux. La figure 6 montre la modélisation 3D de la culée ouest où, par l'inclinaison des pieux dans différentes directions, nous avons été en mesure de stabiliser la culée.

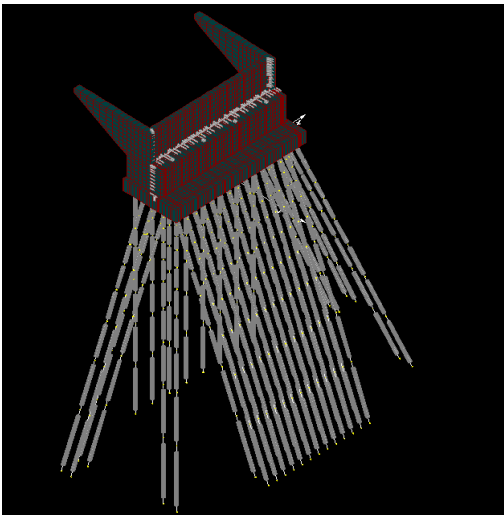


Figure 6 : culée ouest, modélisation 3-D

La situation concernant la fondation de la pile centrale du pont à Longue-Rive a été particulière. Le rapport géotechnique d'origine mentionne déjà que à l'endroit de cette pile le sol doit être considéré comme un sable lâche sous la nappe phréatique, ce qui présente un sol de faible capacité latérale. Notre conception était déjà bien avancée quand nous avons reçu un supplément de rapport géotechnique mentionnant la possibilité de la liquéfaction du sol sur les premiers 6,0 mètres de la profondeur sous la base de la semelle de la pile.

Les efforts sismiques élevés à l'endroit de la pile, jumelés avec les conditions du sol complexes et la possibilité de liquéfaction, nous a confronté avec la problématique sérieuse du transfert des charges horizontales de la structure au sol. Devant cette problématique, nous avons été orientés vers des chercheurs en géotechnique de

l'université Sherbrooke afin d'étudier le potentiel de liquéfaction de façon très raffinée spécifique à notre site. Cette analyse a écarté la possibilité de liquéfaction. La collaboration entre l'équipe de conception du pont et les chercheurs s'est poursuivie afin de trouver une méthode pour traiter adéquatement le comportement du sol entourant les pieux-caissons de la fondation profonde. La collaboration et la compréhension mutuelle de nos deux expertises (structure et géotechnique) nous a permis d'identifier clairement nos besoins de concepteur et de formuler nos attentes aux questions suivantes :

- Quelles sont les valeurs de la rigidité horizontale des ressorts dans le sol qui entourent les pieux?
- Quelles sont les valeurs de la rigidité du sol pendant un séisme?
- Quelles sont les coefficients de réduction qu'on doit appliquer pour tenir compte de l'effet du groupe et est-ce que ceux-ci dépendent du type de charge?

Les réponses à ces questions nous ont permis de converger vers une conception économique et sécuritaire de la fondation profonde sous la pile centrale du pont.

3. Comportement du sol entourant la pile centrale

3.1 Généralité

Le comportement dynamique d'un ouvrage dépend: 1) du mouvement sismique imposé par le sol, 2) du comportement du sol de fondation pendant et après le tremblement de terre, 3) de la réponse dynamique de l'ouvrage incluant la fondation et 4) de la résistance de la superstructure (pont de ce cas). Les caractéristiques dynamiques du sol ont un rôle prépondérant sur les trois premiers aspects. Au Canada, les mouvements sismiques imposés aux sols sont définis par la commission géologique du Canada pour une catégorie de sol de classe C et pour une probabilité de retour donnée. Des facteurs d'ajustement (F_a et F_v) peuvent être utilisés pour tenir compte de la variation de la catégorie de sol, définie à l'aide de la vitesse moyenne des 30 premiers mètres (V_{s30}). À Longue-Rive, le sol est de classe C. Le comportement des fondations pendant et après le séisme est un problème géotechnique qui consiste à 1) évaluer les propriétés géotechniques, mécaniques et dynamiques du sol à l'étude et 2) examiner sa résistance à la liquéfaction pendant une sollicitation sismique et sa résistance au tassement et à la rupture après le séisme (post-séisme). Ce point sera examiné à la section 3.2. Le comportement des fondations est l'élément principal de cet article et consiste à définir

l'interaction entre la fondation, composé de pieux caissons, et le sol. Le problème d'interaction sol-pieux est un problème complexe et doit être traité avec précaution.

3.2 Évaluation du potentiel de liquéfaction à l'endroit de la pile centrale

Le potentiel de liquéfaction au site du pont prévu sur la rivière Sault-aux-Moutons à

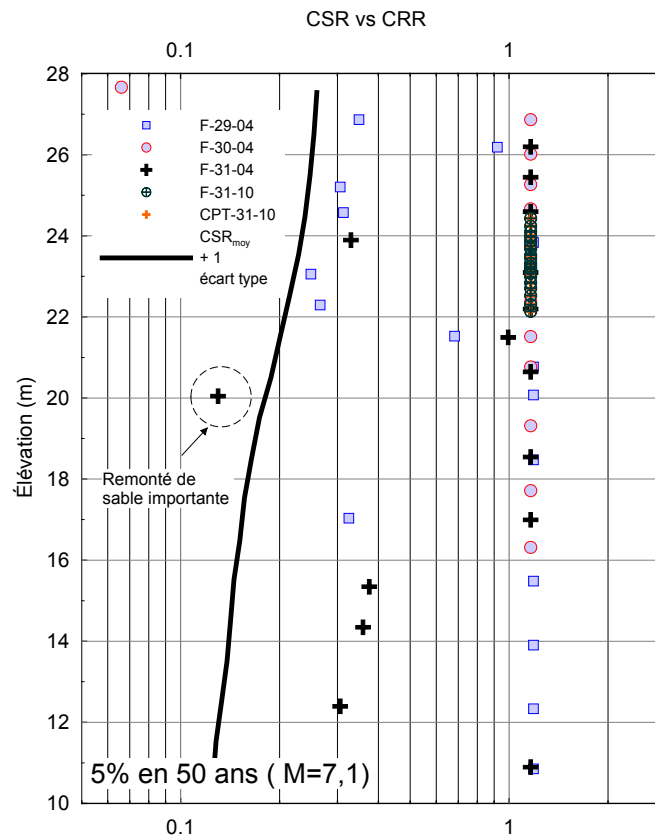


Figure 7 CRR vs CSR pour 5% en 50 ans

l'endroit du pilier central a été analysé selon les procédures reconnues (Youd et Idriss, (1997), Idriss (1999)) et selon les investigations géotechniques réalisées par le MTQ (2009). Les investigations sur lesquelles sont basées les analyses fournissent un ensemble de données relativement complet et de haute qualité comme en témoignait la bonne concordance entre essais au piézocône et essais SPT. Ces données ont par la suite été utilisées dans la détermination des ressorts de rigidités.

Le potentiel de liquéfaction a été établi en comparant le rapport de résistance cyclique (CRR) au rapport de contrainte de cisaillement cyclique (CSR), et pour deux niveaux de probabilité (5% en 50 ans et 2% en 50 ans). Des valeurs de CRR ont été établies pour

chacune des mesures de N_1 et ajustées pour la portion de particules fines et le nombre de cycles évalué à partir de la magnitude M (Figure 7). La magnitude du séisme est obtenue à partir des données de désagrégation fournies par la Commission géologique du Canada, soit la liste des séismes avec leur magnitude et distance au site, qui ont contribué à la sollicitation sismique considérée. Dans le cas présent, la magnitude considérée pour la probabilité 5% en 50 ans est de 7.1 et elle est plus élevée que la magnitude de 6.8 pour la probabilité 2% en 50 ans, même si la sollicitation sismique est sensiblement plus faible pour la probabilité 5% en 50 ans, dû à des éloignements différents des séismes. La différence de magnitude considérée pour les deux niveaux de probabilité fait en sorte que les valeurs de CRR sont légèrement différentes même si basées sur les mêmes valeurs de N . Pour la probabilité de 5% en 50 ans, comme requis pour la catégorie d'ouvrage concernée, le facteur de sécurité contre la liquéfaction est nettement supérieur à l'unité et ce, pour toutes les valeurs de N mesurées dans les quatre forages à proximité du site examiné, sauf pour la valeur rejetée, après vérification avec un nouveau forage et un profil au piezo-cône.

Les facteurs de sécurité contre la liquéfaction déterminés sont généralement supérieurs à 1.4 et ce même pour les valeurs de N (SPT) les plus faibles (Figure 7). À des élévations inférieures à la base de la semelle au-dessus des pieux et pour les valeurs de N (SPT) moyens qui représentent davantage la masse de sol qui sera en interaction avec les pieux caissons, les facteurs de sécurité sont généralement supérieurs à 2. Des facteurs de sécurité de cet ordre n'impliquent pas d'augmentation significative des pressions interstitielles (Ishihara, 1995, $\Delta u < 10-15\%$). L'évaluation de l'augmentation de la pression interstitielle est importante lorsqu'il s'agit d'évaluation de ressort d'impédance pour simuler la capacité latérale du sol entourant un pieu. En effet, la capacité latérale d'un sol dépend essentiellement de sa rigidité (G), du taux de distorsion (γ) et de sa résistance au cisaillement. La rigidité du sol entourant le pieu est directement proportionnelle à contrainte effective ($\sigma' = \sigma - u$). Ainsi s'il y a augmentation importante de la pression interstitielle, le module de rigidité du sol se trouve réduit de façon significative. Dans le cas qui nous concerne, une augmentation de la pression interstitielle de l'ordre de 10-15% amène une réduction du module de cisaillement de seulement 5 à 8% aux faibles déformations. À des déformations plus importantes, cette réduction est généralement inférieure à 5%. Il est possible d'installer les pieux caissons en considérant le sol non liquéfiable avec peu ou pas de génération importante de pression interstitielle.

3.3 Interaction sol structure – calcul des ressorts d'impédance

Le problème d'interaction sol-structure est un problème complexe qui doit être traité avec précaution. La figure 8, schématise le problème à l'étude; où le sol en dessous de la fondation peut être remplacé par trois ressorts d'impédance pour reprendre les

mouvements horizontaux, verticaux et de rotation. Dans le cas du pont de Longue-Rive, les caissons sont encrés au roc et il est justifié d'utiliser des nœuds encastrés ou rotulés sans introduction de ressorts d'impédance. Concernant le sol autour des pieux, le problème est différent et le sol peut être remplacé par des ressorts et amortisseurs pour tenir compte de la raideur du sol et l'atténuation autour des pieux. La fonction d'impédance d'une fondation peut être exprimée comme suit :

$$K(\omega) = K_s(k + ia_0c) \quad \text{avec} \quad a_0 = \frac{\omega d}{v_s} \quad (1)$$

a_0 est la fréquence adimensionnelle définie par le diamètre d d'un pieu ou d'un groupe de pieux. v_s est la vitesse des ondes de cisaillement dans le sol et ω est la pulsation de

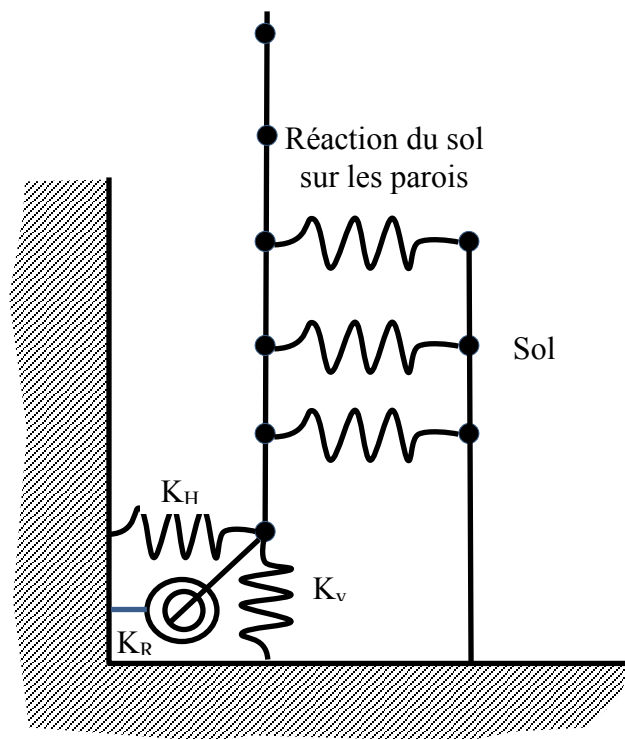


Figure 8 Schématisation du problème d'interaction sol-pieu

l'excitation harmonique. La valeur de a_0 dans le cas du pont de Longue-Rive est de l'ordre de 0.05 pour une pulsation harmonique qui correspond à la fréquence naturelle de la structure ($f = 0.8$ Hz). Pour les trois à quatre premiers modes de vibration considérés, a_0 ne devrait théoriquement pas dépassé 0.2. Selon Kramer (1990), la dépendance en fréquence d'un pieu isolé n'est généralement pas très importante et plus particulièrement à de faibles valeurs de a_0 . Une étude numérique 3D effectuée par Massioud et al. (2012) arrive à la même conclusion. Il est donc possible de considérer une valeur de k égale à 1

et d'utiliser les valeurs de K_s dans une analyse spectrale multimodale. L'amortissement est pris en considération dans l'analyse spectrale avec un taux d'amortissement similaire à celui défini pour la structure.

3.3.1 Hypothèses

Avec l'absence de problème de liquéfaction et de génération de pression interstitielle et pour les caractéristiques des pieux caissons utilisés, le problème d'interaction sol-structure a longue rive est réduit à un problème d'évaluation de module de réaction (ou de ressort de rigidité). Ceci étant dit, l'évaluation des modules de réaction du sol n'est pas un problème simple et peut être traité de différentes façons qui peuvent donner des résultats divergentes. La méthode Winkler, ou parfois connu comme la méthode du coefficient de réaction, semble actuellement être le plus largement utilisé dans une conception de pieux chargés latéralement. Cette méthode est recherchée par les ingénieurs en structure puisqu'elle permet d'introduire l'effet du sol directement dans leurs modèles numériques et d'éviter l'utilisation d'autres logiciels qui amènent des analyses découplées souvent très fastidieuses.

La méthode a été introduite par Winkler (1867) pour analyser la réponse d'une dalle sur un milieu élastique en remplaçant le milieu (sol) par une série de ressorts élastiques linéairement indépendants. Depuis lors, ce concept a été largement employé pour le problème des piles latéralement chargée. Le concept de cette méthode est illustré graphiquement sur la figure 8. Le terme de réaction signifie une pression latérale, p , par unité de surface de la surface de contact entre la dalle et le milieu sur laquelle elle repose. Le coefficient de réaction du milieu (sol), k est le rapport entre la pression latérale du sol, p , en tout point de la surface de contact et la déviation latérale, y , produit par l'application de la charge à:

$$k = \frac{p}{y} \quad (2)$$

Le ressort de rigidité du sol, K_s (kN / m) est directement proportionnel au diamètre du pieu :

$$K_s = Bk1,0m \quad (3)$$

Bien qu'il soit simple dans sa définition, le module de réaction du sol de fondation est un paramètre très difficile à évaluer. En effet, il ne peut pas être mesurée à l'aide d'essais au laboratoire et doit être rétro-calculé à partir des essais à grande échelle. Les études montrent qu'il vari non seulement avec la nature du sol mais aussi avec les propriétés des pieux et le niveau de contraintes et de déformations (Hazzar, 2014).

Il est évident que le modèle Winkler ne peut pas capturer l'ensemble des phénomènes impliqués dans un problème dynamique d'interaction sol-pieux. Toutefois, la soustraction

des effets d'interaction à l'interface sol-pieu et surtout l'effet de la semelle au-dessus du groupe de pieu amène un certain niveau de sécurité additionnel dans la conception.

3.3.2 Méthodologie

La méthodologie employée dans ce travail consistait à établir dans un premier temps, à l'aide de simulations numériques, les courbes p-y pour un pieu isolé. La fondation constituée d'un groupe de 6 pieux caisson (2x3) est ensuite modélisée pour déterminer l'effet de groupe. Les courbes p-y ont été établies en considérant les propriétés des pieux caissons et du sol en prenant en considération la dégradation du module G en fonction de la distorsion (γ). Une fois les courbes p-y trouvées, des courbes permettant de définir la rigidité

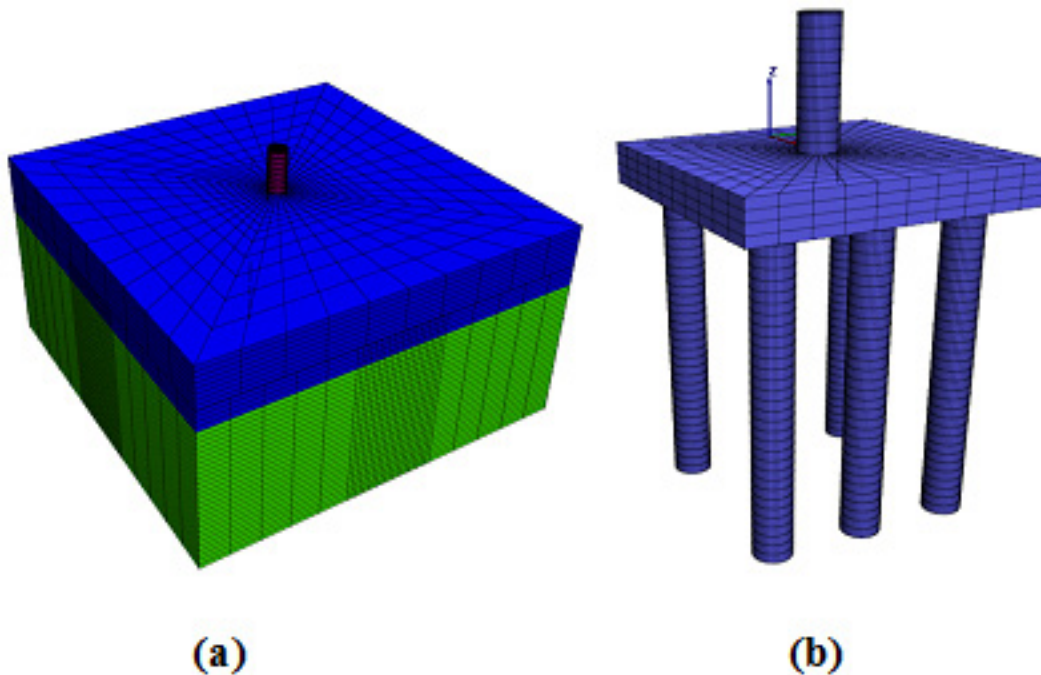


Figure 9 Modèles utilisés: (a) modèle avec un seul pieu

(b) modèle global

de ressorts équivalents K_{seq} qui prennent en considération l'effet de la dégradation du sol entourant les pieux ont été établies.

3.3.3 Modélisation 3D

3.3.3.1 Maillage et conditions aux limites

Le programme FLAC3D (Itasca, 2009) a été utilisé pour étudier le comportement des

pieux à Longue Rive (déplacement latéral, résistance latérale et rigidité de chaque pile) sous différentes combinaison de charges. La figure 9 montre le maillage utilisée dans les analyses numériques. Un sous-programme de générateur de maillage a été mis en œuvre à l'aide du langage FISH incorporé dans le logiciel FLAC. Ceci a permis le raffinement du maillage autour des pieux. Des dimensions assez importantes du modèle ont été considérées afin éviter les effets de bord du modèle sur la précision des résultats. Sur la base de l'expérience acquise, un raffinement de maillage autour des piles conduit à une répartition plus précise des contraintes dans le modèle.

3.3.3.2 Modèle du sol

La relation constitutive du Mohr-Coulomb a été utilisée pour modéliser les couches de sol. Ce critère permet de définir une rupture par cisaillement d'une masse de sol selon son

Table 1. Paramètres du sol utilisés

Depth (m)	ρ (kg/m ³)	G_{\max} (MPa)	K_{\max} (MPa)	c_u (kPa)	ϕ
0.0-6.0	2100	5.40	11.70	0	35
6.0-20.0	2100	12.60	27.30	0	40

état des contraintes. Ce modèle nécessite cinq paramètres d'entrée, à savoir un module de compressibilité K , le module de cisaillement maximum G , la densité de masse ρ , la résistance au cisaillement définie par la résistance au cisaillement non drainée (c_u) et/ou l'angle de friction (ϕ). Pour les sols granulaires, le module de cisaillement maximum, G_{\max} , est déterminée à partir de la vitesse des ondes de cisaillement, V_s , et de la masse volumique, ρ , ($G_{\max}=\rho V_s^2$). Le module de compressibilité est liée au module de cisaillement par le coefficient Poisson, Par conséquent, les propriétés des matériaux adoptés dans les analyses pour les deux couches (appelées les propriétés déduites des essais géotechniques) sont présentés dans le tableau 1. Dû aux distorsions, γ , associées aux vibrations, la réponse du dépôt n'est cependant pas tout à fait élastique et les modules de cisaillement sont réduits en fonction de la distorsion au moyen des lois de dégradation usuelles. La figure 10a présente les courbes de variation du rapport G/G_{\max} et du taux d'amortissement en fonction de la distorsion utilisées dans cette étude. La loi de dégradation utilisée pour le sol de la fondation correspond à la dégradation minimale des modules dans la plage proposée par Seed et Idriss (1971) pour les sables. Les modules sont donc ajustés dans un processus itératif pour s'adapter à la déformation. La figure 10b montre la variation du taux d'amortissement en fonction de la distorsion.

3.3.3.3 Modèles des pieux

Les pieux sont modélisés par des éléments élastiques. Trois paramètres sont nécessaires pour définir le comportement des matériaux constituant les pieux, soit le module de compressibilité, K_p , le module de cisaillement, G_p , et la densité de masse, ρ_p .

a) Modélisation de l'interface pieu-sol

Les interfaces sol-pieu sont gérées par un critère de résistance au cisaillement qui limite la force de cisaillement agissant au niveau d'un nœud d'interface. Le critère résistance au cisaillement qui limite la force de cisaillement agissant sur un nœud d'interface pour les sols sableux est donnée par l'équation:

$$F_{s\max} = (F_n - p_1 A) \operatorname{tg} \phi_i \quad (4)$$

Où $F_{s\max}$ est la force de cisaillement limite à l'interface pieu-sol, F_n est la force normale,

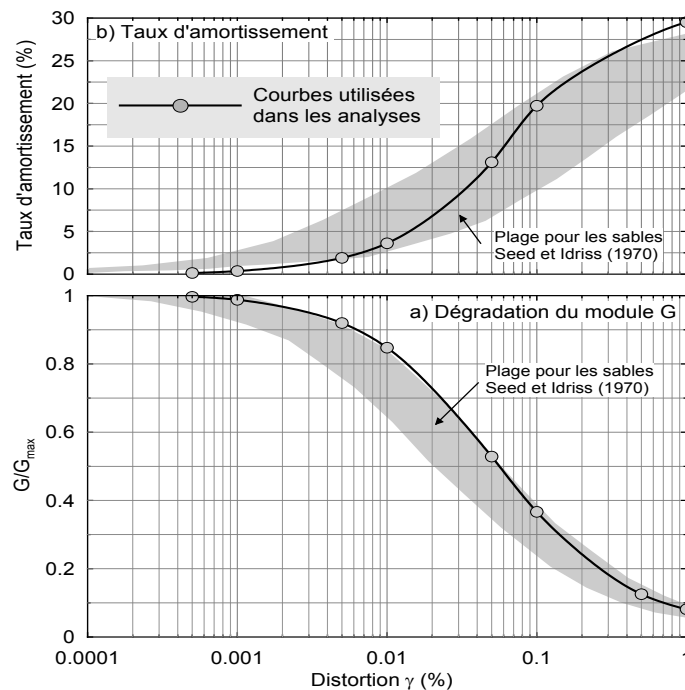


Figure 10 Courbes de dégradation du module et taux d'amortissement équivalents du sol considéré dans cette étude

ϕ_i est l'angle de frottement de la surface à l'interface, p_1 est la pression interstitielle et A est la zone de contact entre la pile et le sol. La valeur de l'angle de frottement de la surface d'interface correspond à l'état critique et est réduite par rapport à l'angle de frottement du sol environnant. La séparation est capable de provoquer une augmentation significative des déplacements, et par conséquent, les éléments d'interface sont autorisés à se séparer, si la tension se développe à travers l'interface et dépasse la limite de tension de

l'interface. Une fois la séparation est formée entre les interfaces pile-sol, les forces de cisaillement et normales sont mises à zéro. Les forces normales et de cisaillement au niveau des nœuds d'interface sont déterminés par les équations

$$F_n^{(t+\Delta t)} = k_n u_n A + \sigma_n A \quad (5)$$

$$F_{si}^{(t+\Delta t)} = F_{si}^{(t)} + k_s \Delta u_{si}^{(t+0.5\Delta t)} + \sigma_{si} A \quad (6)$$

Où F_n et F_{is} sont la force normale et de cisaillement, respectivement, k_n et k_s sont la

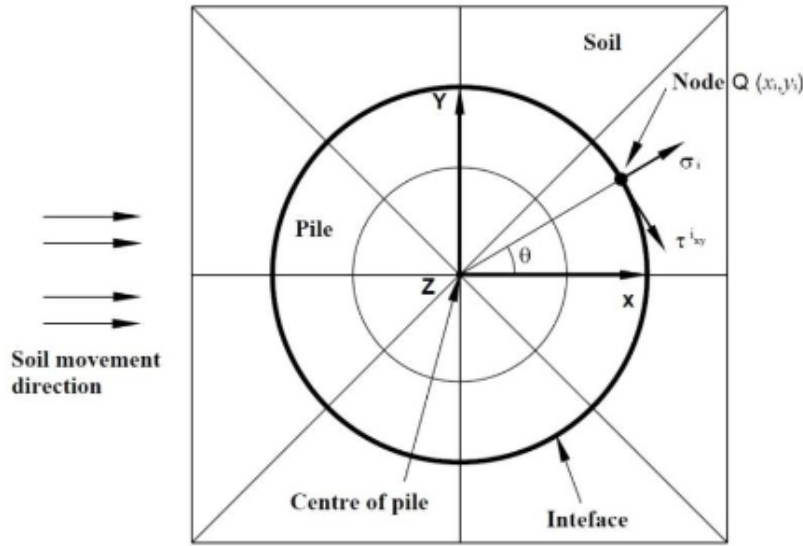


Figure 11 Schematic plot of pile-soil system with interface between them (Hazzar, 2014).

rigidité normale et de cisaillement, respectivement, Δu_{si} est le e vecteur de déplacement en cisaillement, σ_n est la contrainte normale supplémentaire et σ_{si} est le vecteur de contrainte de cisaillement supplémentaire.

b) Calcul de la pression latérale

La pression latérale du sol, p , peut être calculée en additionnant les forces dans la bonne direction agissant sur les nœuds d'interface sol-pile situé à une même profondeur. Un schéma du système pile-sol est présenté sur la Figure 11. Une force normale et une force de cisaillement est associé à chaque nœud d'interface. Les composantes en x des forces agissant aux nœuds d'interface sol-pile sont additionnées pour calculer la pression latérale du sol, p par unité de longueur le long de la pile à une section donnée.

3.3.4 Méthode des ressorts équivalents

Sur la base des paramètres et des modèles de comportement décrits précédemment, la réponse d'un pieu isolé chargée latéralement a été réalisée afin de définir dans un premier

temps les courbes p-y qui tiennent compte de la dégradation du module de cisaillement (G/G_{\max}). L'analyse de l'ensemble des 6 pieux a ensuite été effectuée pour évaluer les effets de groupe de pile.

La figure 12 montre les courbes p-y calculées pour différentes profondeurs variant entre 4 et 10 m. La résistance latérale du sol semble augmenter entre 4 et 7 m de profondeur pour devenir constante par la suite de 7-8 m. Il est à noter que les premiers mètres sont les plus importants dans un les problèmes d'interaction sol-pieu.

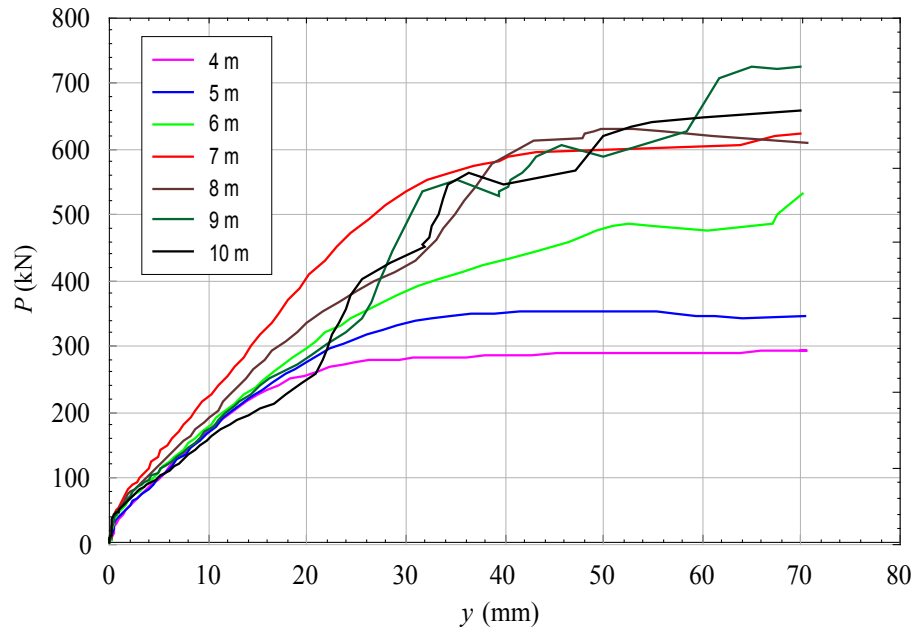


Figure 12 Courbe p-y à différents profondeurs pour un pieu isolé avec dégradation de la rigidité du sol

La figure 13 présente les courbes donnant les valeurs de rigidité équivalente pour des profondeurs variant entre 4 et 11 m. Ces courbes peuvent être utilisées par l'ingénieur en structure dans un processus itérative qui peut être résumé comme suit :

1. Définir une valeur de K_s de départ pour chaque profondeur. Cette valeur peut être la valeur de K_s maximale (à faible déformation) ou une valeur calculée par la méthode de Bromes par exemple.
2. Faire le calcul dynamique spectrale souhaité et évaluer la distorsion pour chaque profondeur ;
3. Calculer la valeur K_s à partir des figures 13 pour les valeurs de distorsion évaluées à l'étape 2.
4. Répéter cette étape jusqu'à ce que la valeur de distorsion ne change plus de façon significative.

La méthode proposée ici peut être généralisée à différents type de sol et différentes configuration de pieux. Il est important de noter que les courbes établies dans cette étude ne peuvent pas s'appliquer à toutes les situations.

La réponse latérale du groupe de pile 2×3 sont étudiés avec FLAC3D pour plusieurs conditions de chargement. Les facteurs de réduction pour un groupe de pieux sont présentés au tableau 2. Ces facteurs de réduction semblent augmentent avec la profondeur et dépendent de l'emplacement de chaque pile dans le groupe.

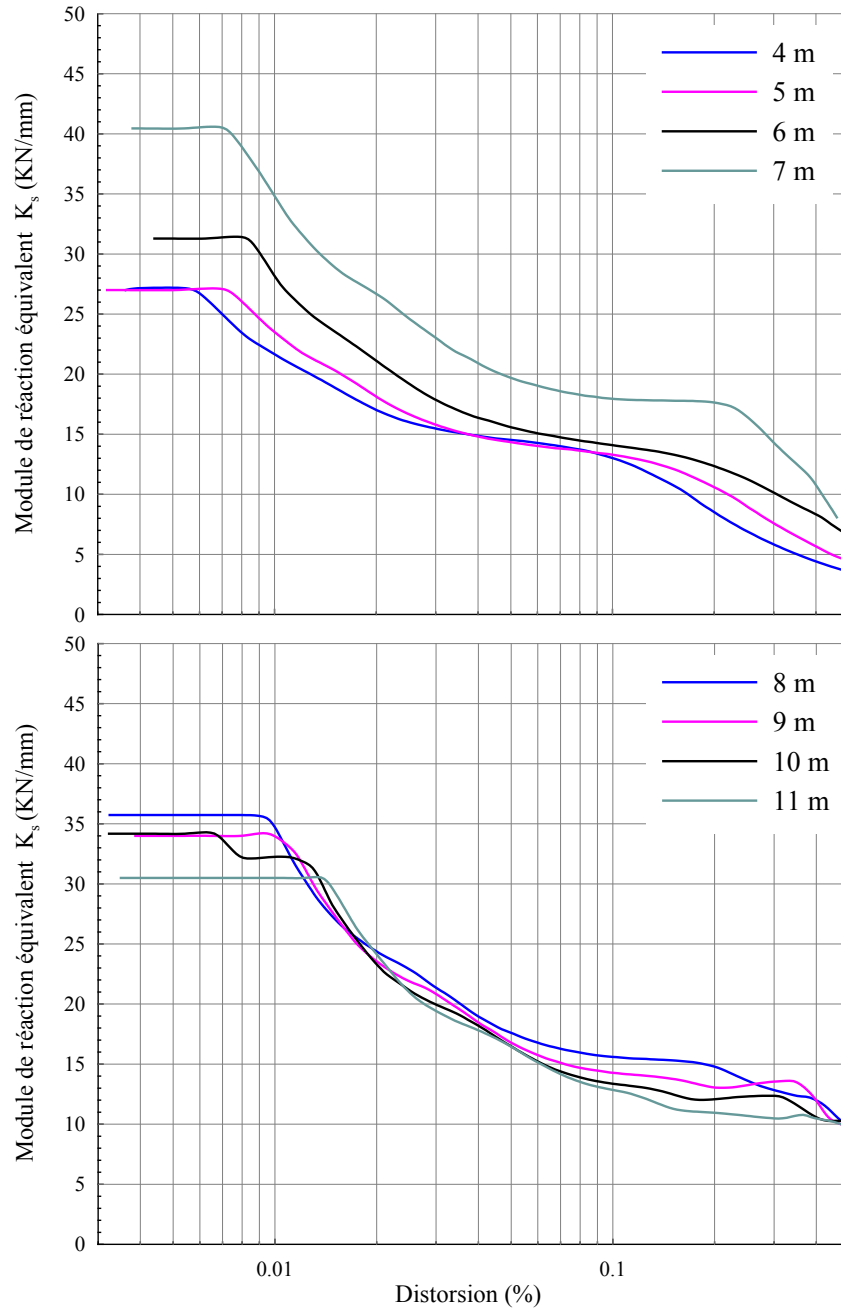


Figure 13 Ressort de rigidité équivalent

Table 2. Facteurs de réduction pour le groupe de 6 pieux

Profondeur (m)	Facteur de réduction direction longitudinale	Facteur de réduction transversale milieu des pieux	Facteur de réduction transversale extrémité des pieux
4	0.49	0.13	0.45
5	0.48	0.14	0.38
6	0.51	0.10	0.39
7	0.51	0.09	0.42
8	0.52	0.12	0.49
9	0.53	0.21	0.62
10	0.53	0.34	0.70
11	0.53	0.51	0.90
12	0.58	0.73	1
13	0.72	0.95	1
14	0.88	>1	>1
15	>1	>1	>1
16	>1	>1	>1
17	>1	>1	>1
18	>1	>1	>1
19	>1	>1	>1

4 Conclusion

La norme AASHTO apporte certaines précisions manquantes dans la norme S6 concernant le design des poutres courbes. Notamment, s'il s'agit d'interaction de la contrainte normale du gauchissement de torsion et le contrainte normale de flexion.

L'orientation des guides des appareils d'appui parallèlement à la tangence sur le rayon de courbe, peut faciliter la déformation du tablier sous les efforts thermiques sans de créer les efforts supplémentaires dans les appareils d'appui, ni tablier. Cette orientation est traitée dans « Structural manual » de MTO

Pour la prédiction de rigidité latérale du sol, une série d'analyse numérique 3D basée sur la technique des différences finies a été réalisée. Le critère de Mohr Coulomb est utilisé pour modéliser la rupture du sol et la courbe de dégradation du module de cisaillement a été utiliser pour ajuster la valeur du module de cisaillement du sol durant la sollicitation. Les résultats obtenus sont interprétés de façon à obtenir des raideurs de ressorts équivalents varient en fonction de la déformation de la pile et qui peuvent être adapté dans un processus itératif selon la déformation de la pile à chaque profondeur. Ce processus peut être comparé à la méthode équivalente linéaire utilisée dans l'analyse dynamique dans lequel un module de cisaillement équivalent est adapté en fonction du distorsion de cisaillement. Ce type de ressort équivalent linéaire est très utile pour les ingénieurs en structure qui veulent intégrer l'effet de la capacité latérale du sol dans leurs

modèles. Cette méthode peut être généralisée à d'autres types de sols et à d'autres types et configurations de pieux.

Références

- CAN/CSA-S6-06, Code canadien sur le calcul des ponts routiers
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, 2007
- Broms, B.B. (1964a) Lateral resistance of piles in cohesive soils, *Journal of Soil Mechanics. Foundation Division, ASCE.* 90(2): 27-64.
- Broms, B.B. (1964b) Lateral resistance of piles in cohesionless soils, *Journal of Soil Mechanics. Foundation Division, ASCE.* 90(SM3): 123-156.
- Structural manual 2011, Ministère de transport d'Ontario
- Idriss, I. M. (1999) "An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential", Proc., TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, January, Publication No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration.
- Ministère des Transports du Québec (2009) Rapport de forages à l'endroit du pont projeté au-dessus de la rivière Sault-Au-Mouton, Dossier 0138-91-100(017)09, MTQ, Direction laboratoire des chaussées, Service géotechnique et géologie.
- Youd, T. L. and Idriss, I .M. (1997) Proceeding of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils, Salt Lake City, UT, January 5-6, 1996, NCEER Technical Report NCEER-97-0022, Buffalo , NY.
- Seed, H. B. and Idriss, I. M. (1971) Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential, *J. Soil Mechanics and Foundations Div., ASCE*, 97:SM9, 1249-1273
- Hazzar, L. (2014) Analyse numérique de la réponse des pieux sous sollicitations latérales, PhD. Université de Sherbrooke (Québec-Canada), 214 pages.
- Itasca Consulting Group. 2009. FLAC3D: Fast lagrangian analysis of continua in 3-dimensions 4.1, manual. Itasca, Minneapolis.
- Messiod, S, Dias, D., Okyay U.S., Sbartai, B. (2011) Impédances dynamiques de fondations sur groupe de pieux, XXIXe Rencontres Universitaires de Génie Civil. Tlemcen, 29 au 31 Mai 2011
- Winkler, E. (1867) Die lehre von der elasticita et und festigkeit. Prag, Dominicus
- Ishihara, K. (1995) Soil Behavior in earthquake geotechnics, Oxford science publication, Oxford, U.K.