

# **Revue des méthodes d'évaluation de la capacité portante ultime en conditions dynamiques**

**Bertrand Galy, ing. jr. M. Ing., Étudiant au doctorat,  
Département de génie de la construction, École de technologie supérieure**

**Marie-José Nollet, ing. Ph.D., Professeure,  
Département de génie de la construction, École de technologie supérieure**

**Denis LeBoeuf, ing. Ph.D., Professeur,  
Département de Génie Civil et de Génie des eaux, Université Laval**

**Denis Lessard , ing. M.Sc., Chargé de projets  
Direction des structures, Service de la conception, Ministère des Transports du Québec**

## **Résumé**

Afin de déterminer la surface utile d'une fondation superficielle à l'état limite ultime, les ingénieurs géotechniciens utilisent les équations des méthodes classiques fondées sur un calcul en plasticité. Dans le cas de l'estimation de la capacité portante ultime pour une charge sismique, un chargement statique excentré et incliné est considéré sur la fondation (AASHTO, 2010). Cette méthode pseudo statique ne prend cependant pas en compte les variations des paramètres géotechniques du sol pouvant être engendrées par la vibration. Si dans certains cas cette manière de faire est conservatrice, il est des situations où la dégradation de la résistance du sol est importante et devrait être prise en compte (AASHTO, 2010; Richards, Elms et Budhu, 1993). Par ailleurs les méthodes classiques d'estimation de la capacité portante ultime sont des modèles théoriques qui ont été validés sur des modèles expérimentaux (Bowles, 1996). Des modèles expérimentaux plus représentatifs du comportement réel des fondations superficielles sous chargement combiné plan ont été proposés récemment par plusieurs chercheurs et sont actuellement employés par l'industrie « offshore ».

Outre une brève revue de l'état de l'art, la contribution présente une comparaison de ces différentes méthodes d'évaluation de la capacité portante sous chargement combiné en considérant la dégradation des paramètres géotechniques en conditions dynamiques, ainsi que l'application sur un exemple concret pour deux sols typiques du Québec. Il apparaît que les méthodes traditionnellement utilisées pour dimensionner les semelles de fondations superficielles ne sont peut-être pas assez conservatrices. Pour autant, l'emploi de facteurs de sécurité importants lors d'un dimensionnement en conditions statiques permet de garantir la sécurité des ouvrages, sans toutefois nous éclairer sur la réelle performance des systèmes de fondation employés lors de sollicitations dynamiques.

## **1. Introduction**

Pour les régions présentant une activité sismique modérée à élevée (comme le Québec), la question de l'évaluation de la capacité portante des systèmes de fondations superficiels en conditions dynamiques se pose. En effet, bien qu'il soit reconnu que la capacité portante en conditions dynamiques puisse différer de celle en conditions statiques, il n'y a actuellement aucune recommandation spécifique à ce sujet dans les codes et normes en vigueur au Canada (CAN/CSA, 2006; NRC, 2005). L'AASHTO (2010) recommande de prendre en compte la dégradation de résistance géotechnique pour certains types de sol mais sans proposer de valeur pour cette dégradation. Le code international de construction (Day, 2006) recommande une

augmentation de la capacité portante admissible de 33% pour les combinaisons de chargement avec tremblement de terre. Or, plusieurs chercheurs ont montré que la capacité portante ultime du sol était réduite en cas de chargement dynamique (Chowdhury et Dasgupta, 2009; Richards, Elms et Budhu, 1993). Pour concevoir une fondation pour un chargement sismique, un chargement pseudo statique excentré et incliné est généralement considéré. Les limites d'applicabilité d'une telle méthode sont par contre assez mal connues et c'est pour cette raison que de nombreuses recherches ont récemment été menées sur l'estimation de la capacité portante sous charges combinées (Byrne et Houlsby, 2001; Cassidy, Byrne et Houlsby, 2002; Cassidy, Martin et Houlsby, 2004; Chatzigogos, 2007; Gottardi et Butterfield, 1993; Gottardi, Houlsby et Butterfield, 1999; Houlsby et Martin, 1992; Houlsby et Puzrin, 1999; Martin et Houlsby, 2000). Ces recherches ont mené à l'obtention de « courbes enveloppes » tridimensionnelles représentant la capacité portante des fondations superficielles dans l'espace de chargement H (charge horizontale), M (moment) et V (charge verticale). Pour la plupart, ces courbes enveloppes sont expérimentales et représentent très fidèlement le comportement du sol étudié pour un chargement pseudo statique plan. Les courbes enveloppes proposées par Pecker, et actuellement intégrées dans l'Eurocode 8 sous la forme d'une « annexe informative » (CEN, 1998), ont été développées théoriquement à l'aide de la méthode cinématique et représentent donc une borne supérieure de la rupture du sol. Le modèle de Pecker présente l'avantage de prendre en compte les forces d'inertie dans le sol, et donc de représenter un chargement dynamique pour les sols purement frottants ou purement cohérents mais a l'inconvénient de n'être que purement théorique.

Outre l'absence de directives claires et unanimes, la conception des fondations superficielles pour les charges sismiques est d'autant plus complexe qu'il est nécessaire de traiter en détail les aléas sismiques tels que la liquéfaction, les forces latérales sur les sols, les glissements de terrain, les tassements différentiels, les effets cycliques sur les sols et les mouvements de faille en surface (ASSTHO, 2010). Cet article se concentre sur les méthodes d'évaluation de la capacité portante statique et dynamique sous chargement combiné (H, M et V) représentatifs d'une sollicitation sismique. Il a pour objectif de présenter de nouvelles approches d'estimation de la capacité portante ainsi que leur applicabilité à un exemple concret pour deux sols typiques du Québec.

## **2. Évaluation de la résistance géotechnique à l'État Limite Ultime (ELUL) en conditions statiques**

Les semelles de fondations superficielles doivent être conçues pour satisfaire les exigences des conditions d'états limites de service, ou utilisation, ainsi que les exigences des conditions d'états limites ultimes. La conception de semelles soumises à des charges sismiques doit donc se faire aux états limites ultimes (ELUL) (CAN/CSA, 2006; NRC, 2005). Aux ELU la résistance géotechnique ultime,  $q_{ult}$ , est évaluée par les méthodes de plasticité courantes comme celle présentée par le Canadian Foundation Engineering Manual (CFEM) (CGS, 2006). La résistance pondérée est ensuite déterminée en multipliant  $q_{ult}$  par un coefficient de tenue  $\Phi$  pour prendre en compte la variabilité de la résistance du sol. La pression sous les semelles induite par la force appliquée sur la fondation et pondérée selon la nature des charges,  $\Sigma \alpha F$ , doit généralement être inférieure à cette capacité ultime.

Dans l'ensemble des méthodes, l'évaluation de la résistance géotechnique ultime, ou capacité portante ultime, se fait en conditions de chargement statiques. En général pour estimer la capacité

portante pour un chargement sismique, un chargement combiné pseudo-statique est appliqué sur la fondation (H, M, V) en utilisant les mêmes méthodes d'évaluation que pour les conditions statiques (AASHTO, 2010; Pecker, 1996).

En conditions statiques, la conception de semelles de fondations superficielles consiste avant tout à déterminer la résistance géotechnique ultime. Deux grandes catégories de méthodes sont disponibles (Fraser Bransby, 2001) : (i) les méthodes classiques fondées sur un calcul en plasticité et, (ii) les courbes enveloppes.

Ce sont les méthodes classiques (décrites en détail dans le CFEM 2006) fondées sur un calcul en plasticité et présentées sous forme d'équations avec facteurs de capacité portante ( $N_\gamma$ ,  $N_c$ ,  $N_q$ ) qui sont aujourd'hui les plus utilisées et ce pour plusieurs raisons : (i) ces méthodes sont connues depuis longtemps maintenant et ont prouvé être suffisamment efficaces par le passé et, (ii) ces méthodes sont celles préconisées par la plupart des codes et normes de conception (CAN/CSA, 2006; CGS, 2006). Cependant, elles ne permettent que d'estimer, de façon approximative, la résistance ou capacité portante ultime (Bowles, 1996). En effet, ces méthodes ont été développées d'après les fondements théoriques et validées à l'aide d'essais sur des semelles de dimensions réduites (25x75 à 25x200mm). Les modèles réduits, en particulier sur du sable, ne produisent pas des résultats de test fiables, à cause des facteurs d'échelle. Deux tests à grande échelle ont été faits pour des sols cohésifs et les méthodes de Meyerhof, Hansen, Vesic et Terzaghi donnent pour ces sols une approximation raisonnable (en général un peu inférieure) de la capacité portante ultime pour une charge verticale centrée (Bowles, 1996). Si les auteurs des différentes méthodes proposent des  $N_c$  et  $N_q$  similaires (ou égaux) le facteur de capacité portante  $N_\gamma$  est lui très variable ( $38 < N_\gamma < 192$  pour  $\Phi=40^\circ$ ) (Bowles, 1996; Fellenius, 2009). C'est cependant le terme qui influence le moins la capacité portante (Bowles, 1996).

Les courbes enveloppes offrent une alternative aux méthodes classiques et seront détaillées en section 3.4.

### **3. Évaluation de la capacité portante en conditions dynamiques**

#### **3.1 Généralités**

Actuellement il n'y a pas de recommandations ou directives spécifiques pour déterminer la capacité portante en conditions dynamiques dans les codes et normes en vigueur au Canada (CAN/CSA, 2006; NRC, 2005). En général pour estimer la capacité portante pour un chargement sismique, un chargement combiné pseudo statique est appliqué sur la fondation (H, M, V) en utilisant les mêmes méthodes d'évaluation présentées plus haut pour les conditions statiques (AASHTO, 2010). Il faut cependant garder en tête qu'en conditions dynamiques la capacité portante peut être inférieure (en particulier pour les sols saturés) ou supérieure (sols non saturés) à la capacité portante en conditions statiques.

Suivant le type de sol le dimensionnement se fera en considérant les contraintes totales et/ou effectives. En effet, l'AASHTO fait les recommandations suivantes (AASHTO, 2010):

- pour les sols cohérents : analyse en contraintes totales (court terme, conditions de sol non drainé) et analyse en contraintes effectives (long terme, conditions de sol drainé)
- pour les sols granulaires : analyse en contraintes effectives uniquement (court terme et long terme, conditions de sol drainé).

Ainsi le dimensionnement pour une charge sismique se fait à toutes fins pratiques « en conditions statiques ». La durée de vibration et le nombre de cycles engendrés par les tremblements de terre sont relativement courts et par conséquent le risque de rupture n'est pas significatif (AASHTO, 2010). Le plus problématique serait l'apparition de déplacement et/ou rotations de la fondation engendrant une redistribution des moments et du cisaillement dans la structure (AASHTO, 2010). Ce cas de figure ne relève plus du dimensionnement à la rupture des fondations mais nécessite l'évaluation des déplacements. Une analyse de l'interaction sol structure s'impose alors pour étudier les conséquences des déplacements sur les sollicitations sismiques de la structure. La modélisation se fait avec des ressorts élastiques placés sous les semelles pour représenter la rigidité du sol (AASHTO, 2006). Le risque de liquéfaction est également à considérer lors de la conception de semelles superficielles (AASHTO, 2010; CAN/CSA, 2006; NRC, 2005). Le cas échéant, il faudra prévoir un système de fondations profondes (AASHTO, 2006).

### 3.2 Utilisation des méthodes classiques (pour traiter les cas dynamiques)

La sollicitation sismique sur une structure se concrétise au niveau de la fondation par une charge horizontale  $H$  et un moment de renversement  $M$ . Ce moment appliqué sur la fondation est équivalent à une excentricité de la charge verticale  $V$  par rapport au centre de la semelle. Dans ce cas, la répartition des pressions sous la semelle n'est plus uniforme, mais linéaire. En conditions sismiques, la conception aux ELUL de la semelle sous charge excentrique selon la norme S6-06 accepte une excentricité de la charge inférieure à  $0,3B$  et même  $0,4B$ . Cette condition satisfaite, les dimensions de la semelle sont établies en considérant une distribution de pression uniforme sur des dimensions de fondations réduites  $B'$  et  $L'$  [Figure 3.1] telles que définies par Meyerhof. Le centre de cette surface équivalente correspond au point d'application de la charge verticale excentrée. La pression uniforme due aux charges pondérées doit alors être inférieure à la résistance géotechnique ultime pondérée ( $\Phi \cdot q_{ult}$ ). La norme S6-06 et le CFEM proposent des équations similaires pour déterminer  $q_{ult}$ . L'équation suivante est celle définie dans le CFEM :

$$[1] \quad q_{ult} = cN_c S_c + q_s N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma$$

où  $c$  est la cohésion du sol,  $B$  la largeur de la semelle,  $\gamma$  le poids volumique du sol,  $q_s$  la contrainte verticale agissant au niveau de la base de la semelle,  $N_c$ ,  $N_q$  et  $N_\gamma$  les facteurs de capacité portante,  $S_c$ ,  $S_q$  et  $S_\gamma$  les facteurs de modification prenant en compte la forme de la fondation, l'inclinaison et la profondeur. À noter que la norme S6-06 autorise l'utilisation d'une méthode alternative approuvée\*).

\* Tel que défini dans la version en anglais du S6-06.

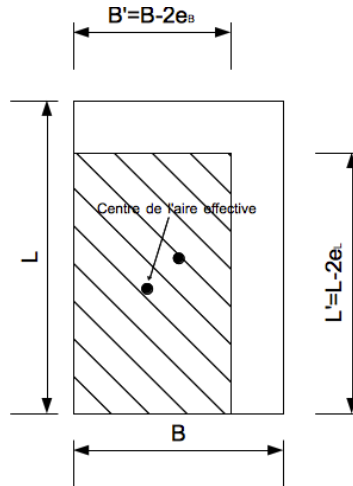


Figure 3.1 Méthode de prise en compte de l'excentricité : surface utile de la semelle de taille réduite.

Nous appellerons cette méthode avec le terme générique CFEM dans la suite du texte. Il existe deux autres options pour l'évaluation de la capacité portante en conditions dynamiques : (i) les coefficients de portance dynamique, (ii) les courbes enveloppes.

### 3.3 Méthodes basées sur les coefficients de portance dynamique

Comme mentionné ci-dessus, il existe des cas (sols partiellement ou complètement saturés) pour lesquels la capacité portante diminue en conditions dynamiques. Cette dégradation de la rigidité du sol est en partie due à la présence de forces d'inertie dans le sol. Plusieurs chercheurs ont travaillé sur la détermination de coefficients de portance « dynamiques » à partir du mécanisme de rupture de Coulomb, parmi lesquels : Richards et al. (1993) et Chowdhury et Dasgupta (2009). Ces méthodes consistent à utiliser des ratios dynamique / statique pour les facteurs de capacité portante ( $N_{\gamma E}/N_{\gamma}$  par exemple). Ces auteurs soulignent le fait que leur méthode est sans doute conservatrice mais permettra le développement des procédures de conception plus sécuritaires pour les régions soumises à un aléa sismique. Pour les sols non cohérents non saturés, les méthodes pseudo statiques habituelles sont envisageables et suffisamment sécuritaires. Pour les sols cohérents ou les sables saturés il convient de prendre en compte le risque de dégradation des propriétés du sol (AASHTO, 2010).

Les ratios présentés en Figure 3.2 dépendent des coefficients d'accélération horizontale et verticale du séisme ( $k_h$  et  $k_v$  respectivement). Comme illustré en Figure 3.2 les facteurs de capacité portante diminuent rapidement lorsque  $\tan\theta$  augmente ( $\tan\theta = k_h/(1-k_v)$ ). Les auteurs indiquent que pour un coefficient d'accélération horizontale  $k_h=0,25$ , la capacité portante ultime est divisée par 3.

L'avantage de ce type de méthode est la simplicité de sa mise en pratique, ce qui permet d'envisager son application en combinaison avec les méthodes classiques décrites dans les normes. Par contre une validation expérimentale reste à faire.

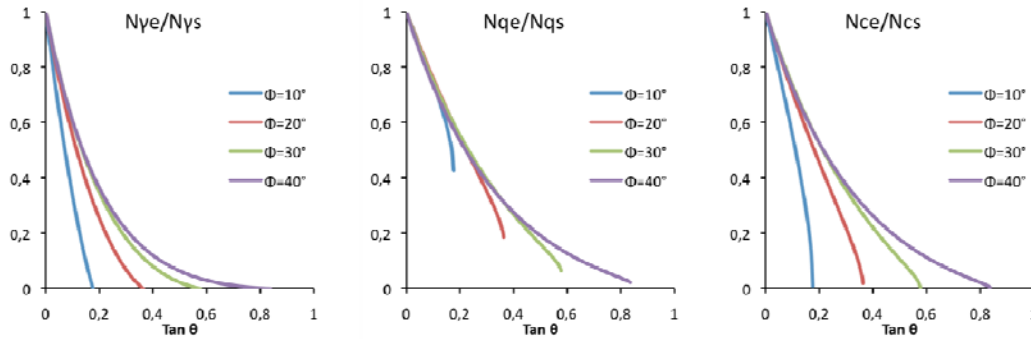


Figure 3.2 Ratios dynamique / statique pour les facteurs de capacité portante selon Richards et al. (1993)

Dans cet article, il est proposé de combiner la méthode de Richards et al. avec la méthode du CFEM en appliquant les ratios dynamique / statique au facteurs de capacité portante de l'équation 1. Nous ferons référence à la « méthode Richards-CFEM » pour alléger le texte. De par sa nature, cette méthode a cependant les mêmes défauts que la méthode d'estimation de la capacité portante ultime du CFEM : elle est approximative pour les géométries et les chargements complexes (Fraser Bransby, 2001).

### 3.4 Méthode des courbes enveloppes

#### Modèles « Housby »

Les courbes enveloppes, également appelées diagrammes d'interaction, sont des représentations tridimensionnelles, dans l'espace de chargement  $H$ ,  $M/B$ ,  $V$  de la limite de plastification d'un sol. La courbe enveloppe délimite en fait une zone de l'espace de chargement à l'intérieur de laquelle devrait rester le chargement combiné afin d'éviter la rupture (Gottardi et Butterfield, 1993). Il faut noter que l'homogénéité dimensionnelle de la courbe d'interaction est obtenue en divisant le moment par la plus petite dimension  $B$  de la semelle (Gottardi et Butterfield, 1993). Les courbes enveloppes sont considérées uniques et convexes pour chaque fondation à une profondeur donnée (Ngo-Tran, 1996). Ces diagrammes sont obtenus expérimentalement à l'aide de « swipe tests » mais ont l'avantage de représenter très fidèlement les cas de chargement complexes (Fraser Bransby, 2001). Les « swipe tests » sont des test où un modèle de fondation reposant sur un sol est soumis à un chargement combiné, où les trois paramètres de chargement  $H$ ,  $M$  et  $V$  sont contrôlés individuellement afin d'amener le sol à la plastification. L'appareil permettant de mener ces essais a été développé à l'université d'Oxford au début des années 1990 (Martin, 1994). Plusieurs chercheurs ont proposé des courbes enveloppes empiriques pour différentes géométries de fondations, différentes conditions de sol, mais il n'y a pas d'assentiment général quant au choix de l'enveloppe la plus appropriée (Fraser Bransby, 2001).

Le développement des courbes enveloppes remonte aux travaux de Roscoe et Schofield (1956) et il a fallu presque deux décennies pour que le concept soit développé par Butterfield et Ticof (1979) et que ces auteurs avancent l'idée de l'utilisation de diagrammes d'interaction pour remplacer les méthodes d'estimation de la capacité portante traditionnelles (calcul en plasticité). Avant cette date, les méthodes classiques basées sur un calcul en plasticité définissaient dans les fait des courbes enveloppes mais jamais elles n'avaient été étudiées expérimentalement pour des chargements combinés (Martin, 1994). Les courbes enveloppes ont pris un essor important dans

les années 90, en particulier pour l'application à l'industrie « offshore » (Martin et Houlsby, 2000). Les diagrammes d'interaction ont une forme relativement similaire pour les sables denses, lâches et pour l'argile (Cassidy, Martin et Houlsby, 2004). La formulation générique des courbes enveloppes est donnée dans les équations 2 à 5 et dans le Tableau 3.1 :

$$[2] \left(\frac{M}{M_0}\right)^2 + \left(\frac{H}{H_0}\right)^2 - 2\bar{e}\left(\frac{M}{M_0}\right)\left(\frac{H}{H_0}\right) - \bar{\beta}^2\left(\frac{V}{V_0}\right)^{2\beta_1}\left(1 - \frac{V}{V_0}\right)^{2\beta_2} = 0$$

$$[3] \bar{\beta} = \frac{(\beta_1 + \beta_2)^{(\beta_1 + \beta_2)}}{\beta_1^{\beta_1} \beta_2^{\beta_2}}$$

$$[4] \bar{e} = e_1 + e_2\left(\frac{V}{V_0}\right)\left(\frac{V}{V_0} - 1\right)$$

$$[5] \begin{aligned} M_0 &= m_0 D V_0 \\ H_0 &= h_0 V_0 \end{aligned}$$

Où  $V_0$  est la charge verticale maximale,  $H_0$  est la charge horizontale maximale et  $M_0$  est le moment maximal.

Tableau 3.1 Coefficients expérimentaux pour les courbes enveloppes de fondations circulaires sur différents types de sol.

	<b>Argile</b> (Martin et Houlsby, 2001)	<b>Sable dense silicaté</b> (Cassidy, Martin et Houlsby, 2004)	<b>Sable lâche carbonaté</b> (Cassidy, Byrne et Houlsby, 2002)
$h_0$	0,127	0,116	0,154
$m_0$	0,083	0,086	0,094
$\beta_1$	0,764	0,9	0,82
$\beta_2$	0,882	0,99	0,82
$\bar{e}$	$e_1 = 0,518$ $e_2 = 1,180$	-0,2	-0,25

Idéalement, les coefficients donnés au Tableau 3.1 devraient être déterminés expérimentalement pour chaque type de sol et chaque type de fondation (géométrie, profondeur). Mais les tests expérimentaux nécessaires à l'obtention de ces coefficients sont longs et nombreux (plus de 75 « swipe tests » pour un seul diagramme). Il est donc conseillé de s'appuyer sur les travaux des autres chercheurs (Martin et Houlsby, 2000). Il est à noter que la forme de courbe enveloppe est plus dépendante du type de sol que de la forme de la fondation.

### Modèle « Pecker »

Paolucci et Pecker (1997) ont développé des courbes enveloppes théoriques en utilisant la méthode cinématique : c'est donc une borne supérieure de la limite de rupture du sol qui est obtenue [Eq. 6]. Ces courbes enveloppes sont aujourd'hui intégrées dans l'Eurocode 8 sous la forme d'une « annexe informative » (CEN, 1998). Une évolution de ce modèle a été proposée par Chatzigogos (2007) afin de prendre en compte l'hétérogénéité des sols et les semelles circulaires.

$$[6] \quad \frac{(1 - e\bar{F})^{c_T} (\beta\bar{H})^{c_T}}{(\bar{V})^a \left[ (1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{V} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F})^{c'_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{V})^c \left[ (1 - m\bar{F}^k)^{k'} - \bar{V} \right]^d} - 1 \leq 0$$

Avec

$$\bar{H} = \frac{\gamma_{rd} H}{V_0} ; \bar{V} = \frac{\gamma_{rd} V}{V_0} \text{ et } \bar{M} = \frac{\gamma_{rd} M}{BV_0} \text{ où } \gamma_{rd} \text{ est le coefficient partiel de modèle.}$$

$$\bar{F} = \frac{\rho \cdot a_g \cdot S \cdot B}{\bar{c}} \text{ pour les sols purement cohérents et } \bar{F} = \frac{a_g}{g \tan \phi'_d} \text{ pour les sols purement}$$

frottants. F est la force d'inertie du sol,  $a_g$  est l'AMS, S le coefficient de site.

La définition et les valeurs attribuées aux constantes des équations ci-dessus sont présentées dans le Tableau 3.2.

Tableau 3.2 Paramètres des courbes enveloppes de l'Eurocode 8.

	Cohérent	Frottant			Cohérent	Frottant
a	0.70	0.92		$c_N$	1.22	1.00
b	1.29	1.25		$c'_N$	1.00	0.39
c	2.14	0.92		$c_T$	2.00	1.14
d	1.81	1.25		$c_M$	2.00	1.01
e	0.21	0.41		$c'_M$	1.00	1.01
f	0.44	0.32		$\beta$	2.57	2.90
m	0.21	0.96		$\gamma$	1.85	2.80

### Comparaison des courbes enveloppes pour les différentes méthodes

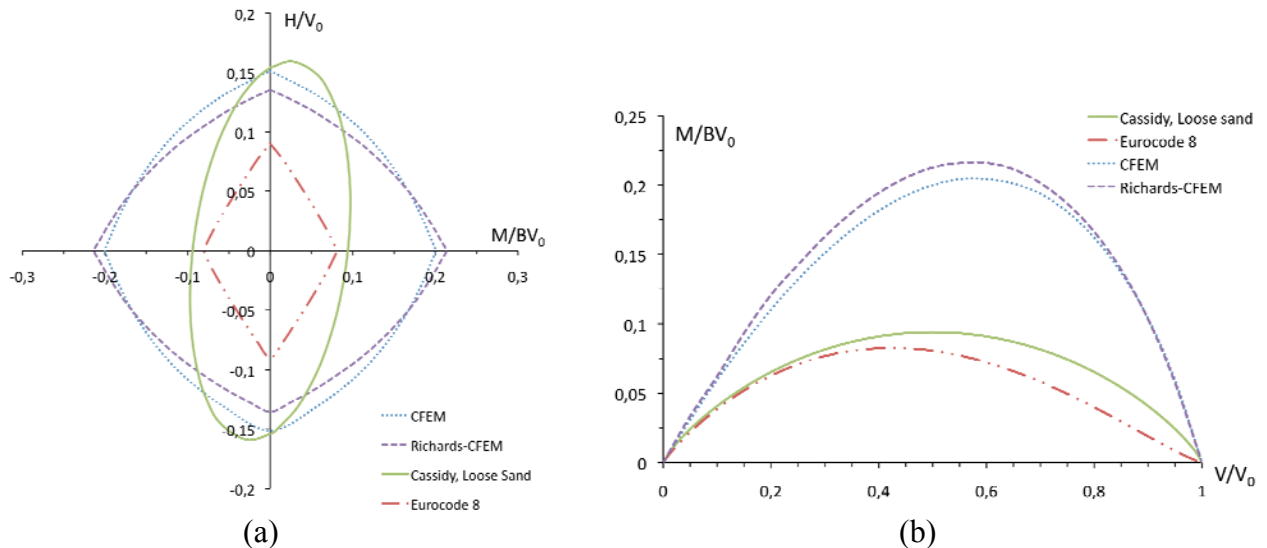


Figure 3.3 Comparaison des courbes enveloppes dans les plans H:M ( $V/V_0=0,5$ ) (a) et M:V ( $H=0$ ) (b).

La Figure 3.3 montre une comparaison des courbes enveloppes obtenues dans les plans H:M et M:V. Comme attendu la méthode CFEM et celle de Richards-CFEM produisent des courbes



enveloppes très semblables. Elles présentent par contre des résultats très supérieurs aux résultats expérimentaux obtenus par Cassidy et al. pour ce qui est du moment. Les ratios de charge horizontale maximale ( $H/V_0$ ) sont par contre assez similaires. Il faut également remarquer que la courbe enveloppe définie selon l'Eurocode 8 présente une surface très faible comparativement aux résultats expérimentaux de Cassidy et al. Cela pose des questions de vraisemblance notamment car cette méthode théorique est censée être une « borne supérieure ». Ainsi, l'analyse de la Figure 3.3 incite à penser que les méthodes pseudo statiques traditionnelles (CFEM, Richards-CFEM) surestimeraient le moment maximal admissible sur la fondation.

### Exemple d'utilisation des diagrammes de la Figure 3.3 :

Soit une semelle superficielle de largeur 3m dont la charge maximale verticale centrée à la rupture est  $V_0=1000\text{kN}$ . Les courbes enveloppes définies par Houlsby et obtenues d'après les formules du CFEM donnent les charges maximales horizontales (H) et de moment (M) présentées au Tableau 3.3.

Tableau 3.3 Charges maximales horizontales et en moment déterminées d'après les courbes enveloppes.

	M (en kN, pour H=0)		H (en kN, pour M=0)	
	V/V <sub>0</sub> =0,5	V/V <sub>0</sub> =0,7	V/V <sub>0</sub> =0,5	V/V <sub>0</sub> =0,7
CFEM	600	582	151	116
Houlsby	282	245	154	133

## 4. Exemple de calcul

### 4.1 Données de calcul

Considérons la conception en conditions sismiques d'une semelle superficielle d'un pont de la région de Québec soumis à un séisme type de période de récurrence 2% en 50 ans (AMS = 0,37g). Ce cas est plus défavorable que le séisme de calcul prescrit par le S6-06, qui a une période de récurrence de 10% en 50 ans. Les charges combinées pseudo statique équivalentes appliquées sur la semelle sont données au Tableau 4.1 (Galy, 2009). Un chargement plan est considéré ici avec une excentricité ne portant que sur la petite dimension de la semelle B. Ce chargement a été déterminé à l'aide d'une analyse dynamique linéaire modale et correspond aux charges maximales appliquées sur la fondation.

Tableau 4.1 Chargement pseudo statique appliqué sur la fondation

Charge	Valeur
H	0,844 MN
M	10,148 MN.m
V	18 MN

Nous traiterons le dimensionnement pour deux types de sol et deux profondeurs de nappes tel qu'indiqué aux Tableaux 4.2 et 4.3.

Tableau 4.2 Types de sol étudiés

Till glaciaire		Sable fluvio-glaciaire	
Nappe en surface	Nappe profonde (z > B)	Nappe en surface	Nappe profonde (z > B)

Tableau 4.3 Propriétés géotechniques des sols étudiés

	Sable fluvio-glaciaire	Till glaciaire
Compacité	moyenne à dense	très dense
cohésion effective, $c'$	0 kPa	0 kPa
angle effectif de friction interne, $f'$	35° (Meyerhof, 1974 ; Peck, 1974)	≈ 40° (Meyerhof, 1974 ; Peck, 1974)
coefficient de Poisson (état saturé), $\nu$	0,3 – 0,4 (Bowles, 1988)	0,3 – 0,4 (Bowles, 1988)
module de Young, $E$ (MPa)	50-80 (Bowles, 1988)	500 (Bowles, 1988)
indice de densité relative, $I_D$ (%)	60	90
poids volumique humide, $g_{hum}$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,5	21,5
poids volumique saturé, $g_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	20,0	22,0

Les deux sols considérés ont des cohésions effectives nulles, on les considèrera donc comme des sols purement frottants pour l'emploi de la méthode de Pecker.

D'après les paramètres de chargement, l'excentricité de la charge verticale est de 56 cm, c'est à dire qu'il faut une largeur de fondation minimale de 3,4 m pour éviter que l'on sorte du tiers central de la fondation. À l'ELUL sous chargement sismique la largeur de la fondation devrait être supérieure à 187 cm afin de respecter les prescriptions du S6-06.

#### 4.2 Vérification de la résistance géotechnique à l'ELUL à l'aide des méthodes à facteur de capacité portante

Le dimensionnement de la surface utile de la fondation à l'état ultime se fait de manière itérative : on choisit les dimensions de la fondation B et L et on fait un calcul de capacité portante. On doit vérifier que  $V / (B'L') < \Phi R_n$ . Si ce n'est pas le cas on augmente les dimensions de la fondation et on recalcule la capacité portante jusqu'à que cette inégalité soit vérifiée. Ce dimensionnement s'effectue en conditions pseudo statiques.

Pour évaluer la capacité portante en conditions dynamiques on peut utiliser la méthode du CFEM en contraintes effectives (tel que recommandé par l'AASHTO (2010) pour les fondations superficielles sur sol granulaire). Cependant l'AASHTO indique que lorsque le sol est partiellement ou totalement saturé il peut y avoir une diminution de la capacité portante en conditions dynamiques. Ainsi, lorsque la nappe est en surface, une vérification à l'aide de la méthode Richards-CFEM sera proposée.

Les coefficients de capacité portante statiques (tels que définis dans le CFEM) et dynamiques (obtenus en utilisant les ratios de Richards et al.) sont présentés au Tableau 4.4. Pour calculer les ratios de capacité portante dynamique, le coefficient d'accélération horizontale a été pris égal à 0,7 fois l'AMS de la ville de Québec (0,37g) soit  $k_h = 0,26 = \tan \theta$  (en prenant  $k_v=0$ ).

Tableau 4.4 Coefficients de capacité portante statiques et dynamiques.

	Sable fluvio-glaciaire			Till glaciaire		
	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$	$N_\gamma$
Statique	33,30	46,12	19,43	64,20	75,31	43,75
Dynamique	20,65	27,67	8,35	39,16	45,19	18,81

### 4.3 Dimensionnement avec les courbes enveloppes

La conception à l'aide de la méthode des courbes enveloppes consiste à vérifier que le chargement combiné reste à l'intérieur du domaine délimité par l'équation du diagramme d'interaction. Il faut donc faire un calcul itératif et augmenter progressivement la largeur de la semelle B [Figure 4.1]. Afin de vérifier ceci, un chiffrier avec interface graphique a été développé. Nommé CaPoDyn (Capacité Portante Dynamique), il permet également l'estimation de la capacité portante en conditions statiques telle que recommandée par le CFEM ainsi que la capacité portante en conditions dynamiques au sens de Richards et al. Des méthodes de calcul de la capacité portante pour les sols renforcés par vibrocompaction sont actuellement en cours d'implémentation.

On observe sur la Figure 4.1 que le chargement considéré (en rouge) se situe entre la limite de plasticité (en bleu) et la limite de plasticité considérée avec un Facteur de Sécurité égal à 2 (en vert).

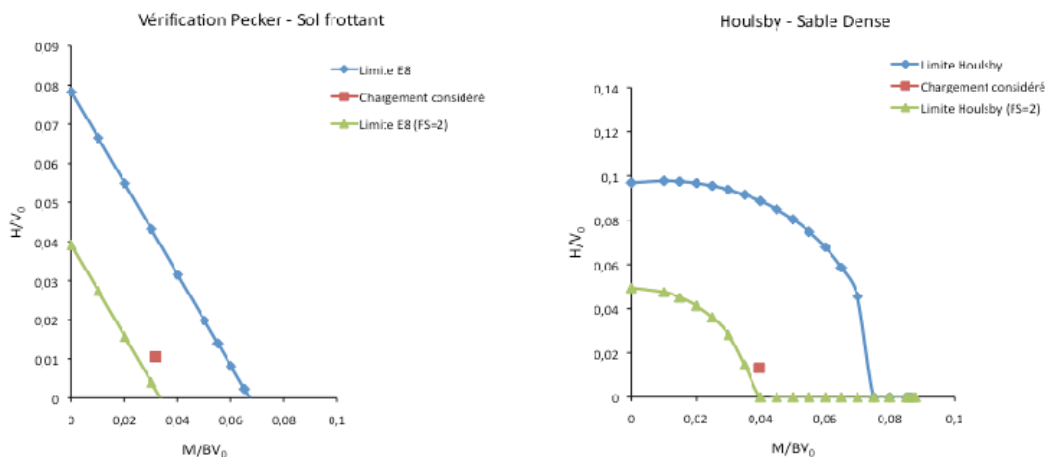


Figure 4.1 Interface de vérification pour les diagrammes d'interaction de CaPoDyn.

#### 4.4 Récapitulatif des résultats

Les tableaux 4.5 et 4.6 présentent un résumé des largeurs de semelle obtenues pour le chargement présenté au début de cette section. La longueur de la semelle a été conservée constante et égale à 15 m (soit la largeur du tablier).

Il apparaît que la méthode de Pecker donne des surfaces utiles légèrement supérieures par rapport aux méthodes du CFEM et de Houlsby (lorsque l'on considère  $\Phi=0,5$ ). Deux raisons expliquent ceci : (i) la méthode d'évaluation du  $V_0$  donnée par l'Eurocode 8 donne des capacités portantes un peu plus faibles que celles du CFEM et de Houlsby, (ii) le diagramme d'interaction de l'Eurocode 8 pour les sols purement frottants donne des limites inférieures à celles obtenues par la méthode de Houlsby [Figure 3.3].

Tableau 4.5 Comparaison des largeurs de semelles obtenues (nappe à 15m)

	Sable fluvio-glaciaire				Till glaciaire			
	CFEM	Richards-CFEM	Houlsby	Pecker	CFEM	Richards-CFEM	Houlsby	Pecker
B (m) Pour $q_{ult}$	2,9	4,5	3,5	3,5	1,8	2,8	2,6	2,6
B (m) Pour $\Phi.q_{ult}$	4,2	6,6	4,6	5,0	2,6	4,0	3,8	4,1

Tableau 4.6 Comparaison des largeurs de semelles obtenues (nappe en surface)

	Sable fluvio-glaciaire				Till glaciaire			
	CFEM	Richards-CFEM	Houlsby	Pecker	CFEM	Richards-CFEM	Houlsby	Pecker
B (m) Pour $q_{ult}$	4,1	6,5	4,5	4,5	2,5	3,8	3,1	3,2
B (m) Pour $\Phi.q_{ult}$	6,0	9,8	5,6	6	3,5	5,5	4,3	4,6

On notera que pour le dimensionnement avec un Facteur de Sécurité égal à 1, la méthode de Houlsby donne des dimensions de semelle légèrement plus grandes que la méthode du CFEM. Pour un facteur de sécurité égal à 2 ( $\Phi = 0,5$ ) le CFEM semble un peu conservateur pour du sable, mais pas assez pour du till.

Dans le cas d'un sol pulvérulent non saturé, l'AASHTO (2010) indique que généralement on observe une augmentation de la capacité portante qui peut aller jusqu'à 50%. C'est pourquoi les résultats obtenus avec la méthode de Richards-CFEM et présentés au Tableau 4.5 ne sont peut-être pas très pertinents. Par contre, les résultats présentés au Tableau 4.6 pour les sols saturés montrent qu'il faudrait prévoir des largeurs de semelles très supérieures à celle déterminées par la méthode du CFEM afin de garantir la sécurité des ouvrages en cas de séisme. Ces résultats vont dans le même sens que les récents travaux ayant démontré la diminution de la capacité portante ultime en conditions dynamiques.

## 5. Conclusions

Cette contribution a présenté une revue des méthodes d'évaluation de la capacité portante en conditions dynamiques. À l'heure actuelle, les codes se concentrent sur les méthodes de plasticité courantes et un chargement pseudo statique pour déterminer la capacité portante sous charges sismiques. L'AASHTO recommande de prendre en compte la dégradation des propriétés géotechniques du sol dans certains cas, en particulier pour les sols partiellement ou totalement saturés. C'est ce que s'attache à faire la méthode de Richards et al. combinée avec la méthode du CFEM présentée dans l'article. Par ailleurs, les limites d'application du modèle de semelle équivalente tel que proposé par Meyerhof en 1953 sont assez floues et la précision de cette méthode est parfois remise en cause par certaines des études expérimentales récentes évoquées dans la section sur les courbes enveloppes. Il est notamment possible de remarquer [Figure 3.3] que si la concordance des limites de chargement horizontal est plutôt bonne, ce n'est pas le cas pour le moment de flexion.

L'application de ces différentes méthodes sur un exemple concret de fondations superficielles de pont reposant sur des sols typiques du Québec a soulevé certains points :

- Le modèle de courbe d'interaction de Pecker, qui est une borne supérieure, semble donner des largeurs de semelles légèrement supérieures à celles calculées avec la méthode de Housby, mais en restant dans le même ordre de grandeur.
- La prise en compte de la possible dégradation des propriétés géotechniques du sol lors d'un chargement dynamique donne en tout temps des largeurs minimales de semelles supérieures à celles obtenues avec le CFEM lorsque l'on considère  $\Phi=0,5$ .
- De manière générale, les largeurs déterminées avec la méthode du CFEM sont toujours les plus petites ce qui soulève des questions quant à la performance réelle des systèmes de fondations.

L'ensemble de ces remarques laisse à penser que les méthodes d'estimation de la capacité portante en conditions dynamiques seront amenées à évoluer dans le cadre de la généralisation de la conception performante.

## Références

- AASHTO. 2006. « Recommended LRFD Guidelines for the Seismic Design of Highway Bridges ». AASHTO.
- AASHTO, American Association of State Highway and Transportation Officials. 2010. *AASHTO LRFD bridge design specifications*, 4th. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials, 1 texte électronique (1 v. (pag. multiple)) p.
- Bowles, J. E. 1996. *Foundation analysis and design*, 5th. New York ; Toronto: McGraw-Hill, xxiii, 1175 p.
- Butterfield, R., et J. Tico. 1979. « Design parameters for granular soils (discussion contribution) ». In *Proc. 7th European Conf. Soil Mech. Fndn Engn.* Vol. 4, p. 259-261. Brighton.
- Byrne, B. W., et G. T. Housby. 2001. « Observations of footing behaviour on loose carbonate sands ». *Geotechnique*, vol. 51, n° 5, p. 463-466.
- CAN/CSA, Association canadienne de normalisation, Conseil canadien des normes, . 2006. *Code canadien sur le calcul des ponts routiers*, 10e éd. Coll. « Norme nationale du Canada ». Mississauga, Ont.: Association canadienne de normalisation, xli, 768 p.
- Cassidy, M. J., B. W. Byrne et G. T. Housby. 2002. « Modelling the behaviour of circular footings under combined loading on loose carbonate sand ». *Géotechnique*, vol. 52, n° 10, p. 705-712.

- Cassidy, M. J., C. M. Martin et G. T. Houlsby. 2004. « Development and application of force resultant models describing jack-up foundation behaviour ». *Marine structures*, vol. 17, p. 165-193.
- CEN. 1998. *Eurocode 8 : Partie 5 - Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes*.
- CGS, Canadian Geotechnical Society. 2006. *Canadian Foundation Engineering Manual*, 4th edition. 488 p.
- Chatzigogos, C. Th. 2007. « Comportement sismique des fondations superficielles : Vers la prise en compte d'un critère de performance dans la conception ». Ph.D. Thesis, Palaiseau, École Polytechnique, 344 p.
- Chowdhury, I., et S. P. Dasgupta. 2009. *Dynamics of Structure and Foundation – A Unified Approach*, 2. Applications. 605 p.
- Day, R. W. 2006. *Foundation Engineering Handbook - Design and Construction with the 2006 International Building Code*.
- Fellenius, B.H. . 2009. *Basics of foundation design*
- Fraser Bransby, M. 2001. « Failure envelopes and plastic potentials for eccentrically loaded surface footings on undrained soil ». *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 25, n° 4, p. 329-346.
- Galy, B. 2009. « Effets de la catégorisation sismique des sites sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des ponts de la Ville de Québec ». Mémoire de Maîtrise, Montréal, École de Technologie Supérieure, 231 p.
- Gottardi, G., et R. O. Y. Butterfield. 1993. « On the bearing capacity of surface footings on sand under general planar loads ». *Soils and foundations*, vol. 33, n° 3, p. 68-79.
- Gottardi, G., G. T. Houlsby et R. O. Y. Butterfield. 1999. « Plastic response of circular footings on sand under general planar loading ». *Géotechnique*, vol. 49, n° 4, p. 453-469.
- Houlsby, G. T., et C. M. Martin. 1992. « Modelling of the behaviour of foundations of jack-up units on clay ». In *Proc. Wroth Memorial Symp. "Predictive Soil Mechanics"*. p. 339-358. Oxford: London: Thomas Telford.
- Houlsby, G. T., et A. M. Puzrin. 1999. « The bearing capacity of a strip footing on clay under combined loading ». *Proceedings of the Royal Society of London. Series A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences*, vol. 455, n° 1983 (March 8, 1999), p. 893-916.
- Martin, C. M., et G. T. Houlsby. 2000. « Combined loading of spudcan foundations on clay : laboratory tests ». *Geotechnique*, vol. 50, n° 4, p. 325-338.
- Martin, C. M., et G. T. Houlsby. 2001. « Combined loading of spudcan foundations on clay : numerical modelling ». *Geotechnique*, vol. 51, n° 8, p. 687-699.
- Martin, Christopher Michael. 1994. « Physical and numerical modelling of offshore foundations under combined loads ». Oxford, University of Oxford, 306 p.
- Ngo-Tran, C. L. 1996. « The analysis of offshore foundations subjected to combined loading ». Oxford, University of Oxford, 236 p.
- NRC. 2005. *National Building Code of Canada*. Ottawa, Ontario: National Research Council of Canada.
- Paolucci, R., et A. Pecker. 1997. « Soil inertia effects on the bearing capacity of rectangular foundations on cohesive soils ». *Engineering Structures*, vol. 19, n° 8, p. 637-643.
- Pecker, A. 1996. « Seismic bearing capacity of shallow foundations ». In *Eleventh world conference on earthquake engineering*. p. 9.
- Richards, R. Jr., D. G. Elms et M. Budhu. 1993. « Seismic Bearing Capacity and Settlements of Foundations ». *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 119, n° 4, p. 662-674.
- Roscoe, KH., et AN. Schofield. 1956. « The stability of short pier foundations in sand ». *Br Weld J*, p. 343-354.