

DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SEMI-PROFONDES PAR UN CALCUL MATRICIEL NON LINEAIRE COMPLET

DESIGN OF SEMI-DEEP FOUNDATIONS BY A FULL NON LINEAR MATRIX CALCULATION

Jean-François Bruchon¹, Sébastien Burlon¹ et Fahd Cuiria¹
¹Terrasol (groupe Setec), Paris, France

RÉSUMÉ – Les fondations semi-profondes sont largement employées pour supporter des poteaux, des portiques ou plus généralement des structures dont le poids propre est relativement faible en comparaison des efforts horizontaux qu'elles transmettent. Leur dimensionnement nécessite une approche matricielle non linéaire qui est présentée et illustrée par différents exemples.

ABSTRACT – Semi-deep foundations are widely used to support towers, masts or chimneys and more generally structures whose own weight is relatively low compared to the horizontal forces they transmit. Their design requires a non-linear matrix approach which is presented in this paper and illustrated by different examples.

1. Introduction

Les fondations semi-profondes sont largement employées pour supporter des poteaux, des portiques ou plus généralement des structures dont le poids propre est relativement faible en comparaison des efforts horizontaux qu'elles transmettent. Ces fondations sont relativement simples à réaliser par rapport aux fondations profondes et offrent aussi une alternative intéressante lorsque les fondations superficielles ne sont plus adaptées.

Historiquement, le calcul des fondations semi-profondes est décrit dans plusieurs documents dont : Étude expérimentale des fondations soumises au renversement (M. Ayeb, G. Biguenet et M. Dunand, Revue Française de Géotechnique, 1983) ou Fondations pour pylônes et mâts (G. Philipponnat, Techniques de l'ingénieur, 1992). Les méthodes de calcul présentées sont assez proches de celle dite du Réseau d'Etat utilisée actuellement par RTE.

Ces méthodes sont basées sur des approches analytiques qui nécessitent des simplifications ne permettant pas d'exploiter pleinement les capacités de reprise de charges offertes par des fondations semi-profondes. En particulier, il est assez délicat de gérer simultanément les différentes non-linéarités qui peuvent apparaître : poussée et butée sur les faces latérales, décollement et plastification du terrain en compression sous la base de la semelle, prise en compte d'un frottement à la base de la semelle.

Le présent article vise à montrer qu'une approche matricielle basée sur des courbes de transfert usuelles « p-y » non linéaires permet de traiter ces différentes non-linéarités simultanément. Cette approche permet en outre de traiter des géométries et des stratigraphies complexes. Il s'ensuit la possibilité de grandement accroître le champ d'utilisation des fondations semi-profondes. Considérant la fondation semi-profonde rigide, l'approche repose sur le calcul de la translation selon trois directions et de la rotation selon trois angles de celle-ci par une discrétisation des faces du massif. Différents mécanismes peuvent être activés ou désactivés selon les cas étudiés et les recommandations de l'annexe P de la norme NF P 94-261 (AFNOR, 2014).

Dans cet article, différentes configurations sont aussi étudiées et des comparaisons avec les résultats d'essais expérimentaux tirés de Ayeb et al. (1983) sont présentés. Les

résultats obtenus concernent les déplacements et les rotations de la fondation semi-profonde pour différentes charges appliquées et s'avèrent très satisfaisants. Il est alors possible de comparer objectivement les méthodes historiques avec cette nouvelle méthode matricielle et de discuter les valeurs des coefficients partiels utilisés. Le champ d'utilisation des fondations semi-profondes peut ainsi être largement accru et en termes de conception et d'exécution.

2. Présentation de l'approche matricielle non linéaire

La fondation semi-profonde étant supposée infiniment rigide, le déplacement sur chaque face peut être exprimé selon les équations suivantes :

$$X = X_m + \alpha z_{i,j} + \gamma y_{i,j}$$

$$Y = Y_m + \beta z_{i,j} - \gamma x_{i,j}$$

$$Z = Z_m + \alpha x_{i,j} + \beta y_{i,j}$$

avec X_m , Y_m et Z_m les déplacements moyens sur les faces B, L et V ; α et β les rotations autour des axes y et x ; γ la rotation de la fondation autour de z ; $x_{i,j}$, $y_{i,j}$ et $z_{i,j}$ des variables variant respectivement entre - L/2 et L/2, - B/2 et B/2 et - H/2 et H/2 (Figure 1).

Ces déplacements permettent d'exprimer les contraintes normales sur chaque face en supposant une raideur k. Une contrainte de cisaillement à la base de la fondation peut être calculée en fonction des déplacements X et Y estimés en $z = -H/2$. La prise en compte de ce cisaillement est possible mais n'est pas retenue dans les exemples traités dans cet article.

Chaque face de la fondation est discrétisée en facettes. Un équilibre de forces et de moment est considéré de manière à résoudre un système d'équations à 6 inconnues :

- X_m , Y_m et Z_m les déplacements moyens sur les faces B, L et V ;
- α et β les rotations autour des axes L et B ;
- γ la rotation de la fonction autour de sa base (torsion).

Le torseur d'efforts est défini en tête de la fondation puis déplacé au centre de la fondation en comptabilisant le poids de la fondation.

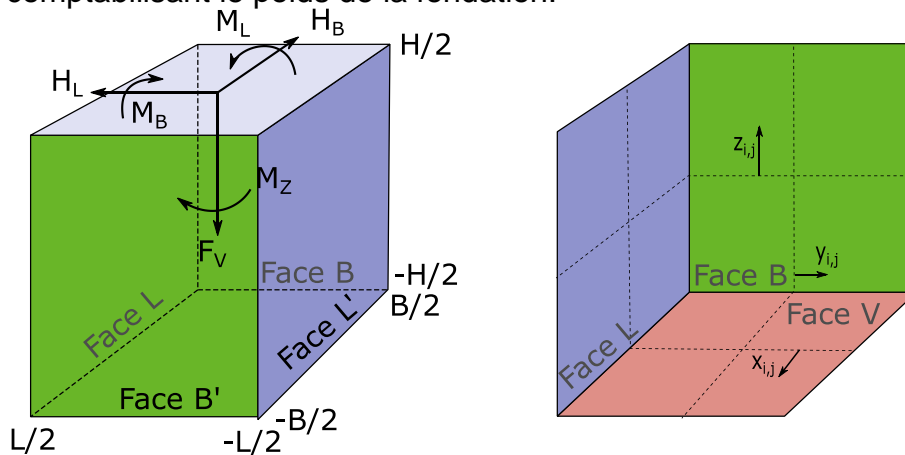


Figure 1. Identification des facettes de la fondation

On obtient :

$$\bar{\bar{R}} \begin{bmatrix} X_m \\ Y_m \\ Z_m \\ \alpha \\ \beta \\ \gamma \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} H_B \\ H_L \\ V \\ M_B \\ M_L \\ M_Z \end{bmatrix}_{\text{centre de la fondation}}$$

En l'absence de frottements et de réactions verticales à la base de la fondation, la 1ère et la 4ème ligne de la matrice \bar{R} est donnée par exemple par :

$$\begin{matrix} \sum_{j=1}^{n_H} \sum_{i=1}^{n_L} k_{i,j} d_y d_z & 0 & 0 & \sum_{j=1}^{n_H} \sum_{i=1}^{n_L} k_{i,j} d_y d_z z_{i,j} & 0 & \sum_{j=1}^{n_H} \sum_{i=1}^{n_L} k_{i,j} d_x d_y y_{i,j} \\ \sum_{j=1}^{n_H} \sum_{i=1}^{n_L} k_{i,j} d_y d_z z_{i,j} & 0 & 0 & \sum_{j=1}^{n_H} \sum_{i=1}^{n_L} k_{i,j} d_y d_z z_{i,j}^2 & 0 & \sum_{j=1}^{n_H} \sum_{i=1}^{n_L} k_{i,j} d_y d_z y_{i,j} z_{i,j} \end{matrix}$$

avec $k_{i,j}$ la raideur locale du sol au niveau de l'élément i,j (N/m^3 ou Pa/m) et $(d_y d_z)$ la surface infinitésimale de contact de l'élément. Différentes approches existent pour évaluer la raideur du sol. En France, l'approche la plus utilisée se base sur les résultats d'essais pressiométriques. La matrice \bar{R} est construite selon cette méthode selon les deux directions horizontales B et L et la direction verticale z.

La résolution est réalisée de manière itérative en annulant les réactions des facettes en traction situées au niveau de la base de la fondation et en limitant les réactions des facettes en compression - « traction » sur les faces B et L. Le terme « traction » est en fait de la compression développée sur la face opposée. Les calculs analysent le comportement des deux faces latérales B et L et la « traction » est prise en compte pour prendre en compte la compression au niveau des faces latérales opposées B' et L'.

La raideur des facettes ayant atteint le critère en traction ou en compression (pression admissible, noté p_{adm}) est actualisée selon le type de méthode retenue : méthode des contraintes initiales, méthode sécante locale ou globale, méthode tangente. La matrice de raideur est générée à chaque itération.

Le vecteur force est aussi actualisé en fonction des critères atteints sur chaque facette.

Afin d'illustrer la gestion des non linéarités introduites dans le programme, la relation contrainte normale ($\sigma_{i,j}$) – déplacement normal ($u_{i,j}$) est présentée dans la figure suivante dans laquelle la raideur de la pente est fixée par la raideur k introduite ci-avant.

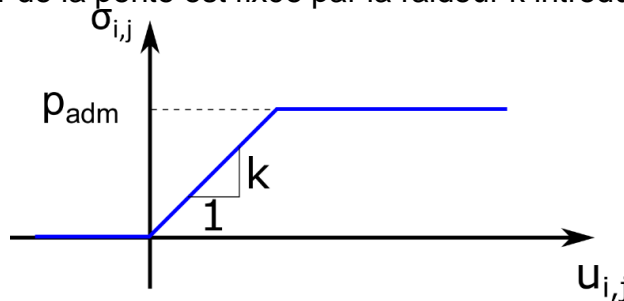


Figure 2. Principe du comportement des ressorts sous la base

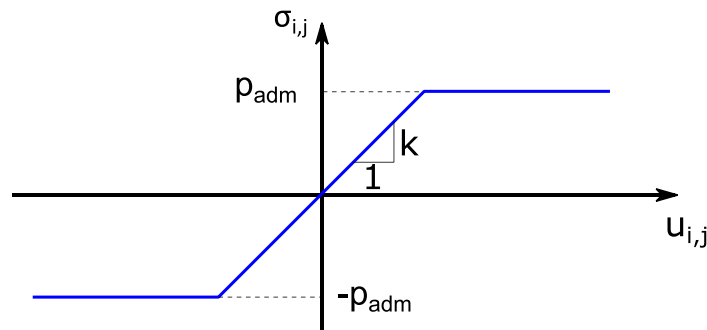


Figure 3. Principe du comportement des ressorts sur les faces latérales

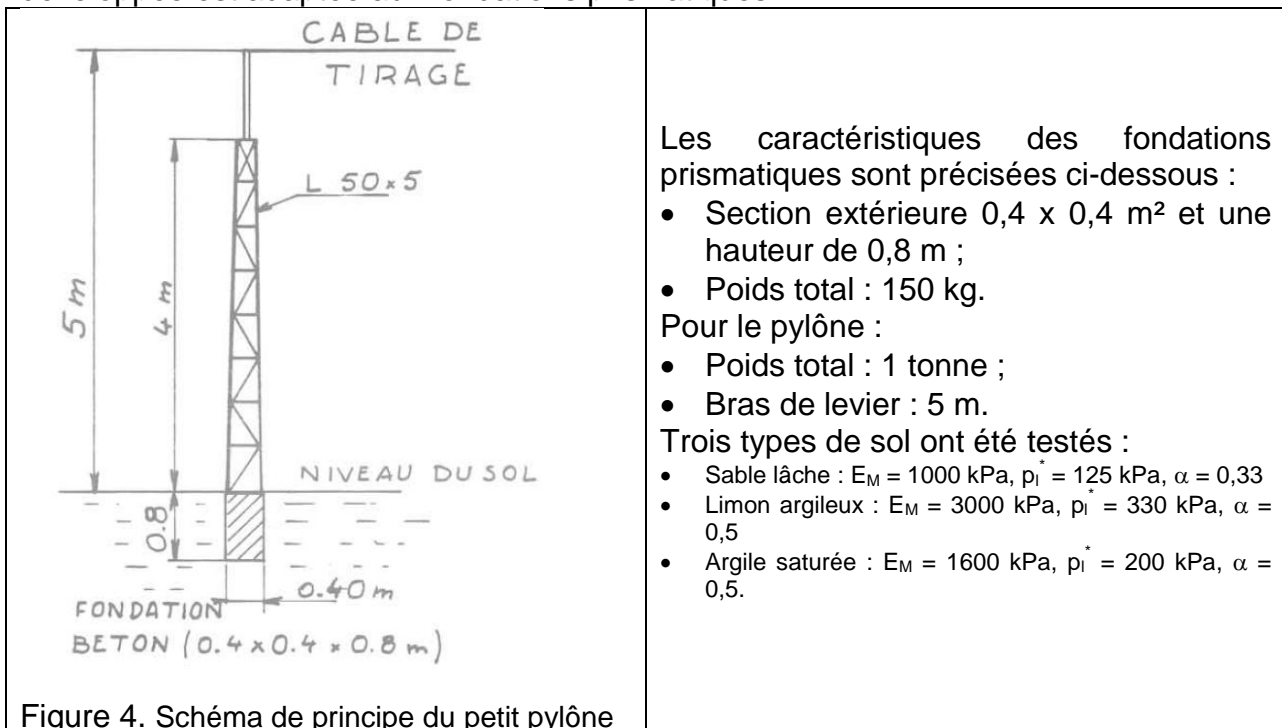
Le chargement peut être incrémenté le cas échéant. Dans ce cas, le chargement vertical total est considéré avec une fraction des autres chargements dans le premier incrément. Dans les incréments suivants, ces autres chargements sont augmentés jusqu'à leur valeur finale.

Ces développements permettent désormais de pouvoir réaliser des calculs élasto-plastiques des fondations semi-profondes avec des chargements quelconques appliqués en tête y compris en torsion. Ces développements constituent donc des développements originaux pour le calcul des fondations semi-profondes et permettent de fiabiliser grandement le dimensionnement des fondations semi-profondes tout en proposant des optimisations géométriques intéressantes.

3. Exemples

3.1. Evaluation de la méthode à partir de données expérimentales

Les essais utilisés pour évaluer la validité de la méthode de calcul sont tirés de l'article « Étude expérimentale des fondations soumises au renversement » de M. Ayeb, G. Biguenet et M. Dunand (1983). Ces essais avaient été réalisés par l'institut de Mécanique de Grenoble en collaboration avec la Direction des études et Recherches d'EDF, division Lignes aériennes. Deux types de pylônes étaient testés : un petit pylône de 5 m de haut fondé sur une fondation prismatique en béton (voir Figure 4) et un grand pylône de 15 m de haut fondé sur une virole cylindrique en acier. Nous présentons dans la suite uniquement les informations relatives au petit pylône puisque la méthode de calcul développée est adaptée aux fondations prismatiques.



Le nombre important d'essais réalisés (27 au total) permet aux auteurs de définir une enveloppe des mesures pour chaque sol testé (voir figures ci-dessous).

Un des enjeux de la comparaison à ces cas expérimentaux est de vérifier que les raideurs utilisées sont réalistes et que la rupture d'une fondation est pilotée par la pression limite nette p_i^* . Ainsi, les hypothèses géotechniques de base des calculs sont :

- Pression limite nette : p_i^* ;

- Raideurs k calculées suivant l'approche de Ménard pour des fondations superficielles. Ces raideurs sont calculées pour chacune des faces.

Pour évaluer l'influence du terrain de surface, différents calculs sont réalisés :

- Calcul de base avec $p_{adm} = p_i^*$ (noté « p_i » dans la suite) ;
- Calcul avec $p_{adm} = \beta p_i^*$ et $k = \beta k_{Ménard}$ pour les faces latérales où β est le coefficient réducteur proposé dans la norme NF P94-262 relatif à la dégradation de proche surface (noté « dégradé ») et $p_{adm} = k p_i^*$ et $k = k_{Ménard}$ pour la base ;
- Calcul en reprenant les paramètres du calcul « dégradé » et en pondérant les pressions limites par 1,4 pour les faces latérales et 2,0 qui correspondent aux coefficients partiels de l'annexe P de la NF P94-262 pour les phases durables et transitoire en approche 2 (noté « ELU » dans la suite) ;
- Calcul en reprenant les paramètres du calcul « dégradé » et en pondérant les pressions limites par 2 pour toutes les faces (noté « ELU - 2 » dans la suite).

Les calculs intègrent le poids du pylône et de la fondation (1150 kg).

Les résultats des calculs sont présentés sur les figures suivantes (courbes en couleur).

Les courbes représentant l'enveloppe supérieure et inférieure des mesures sont également représentées (courbes noires).

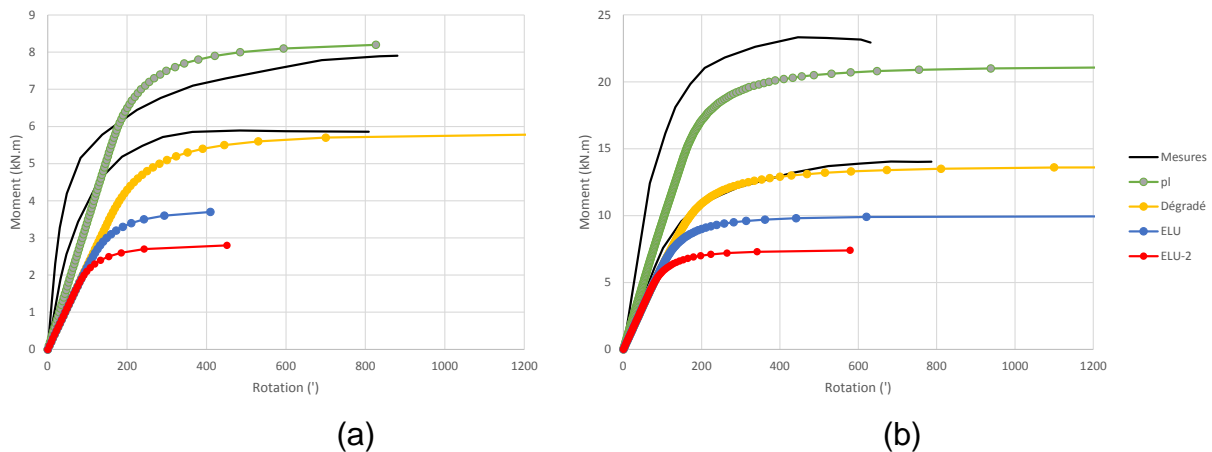


Figure 5. Résultat des calculs – sable (a) et limon (b)

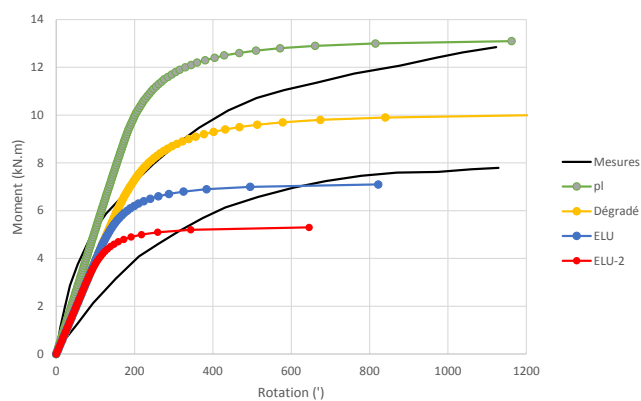


Figure 6. Résultat des calculs – argile

On en déduit les résultats suivants :

Raideur initiale :

- pour les trois types de sol, la raideur initiale est assez bien reproduite à partir du calcul de base. La dégradation des propriétés de surface conduit à réduire légèrement cette raideur initiale ;

Moment de renversement :

- les moments de renversement calculés à partir du calcul de base correspondent à la fourchette haute des moments de renversement mesurés ;
- la dégradation de surface permet d'estimer en moyenne les moments de renversement mesurés dans le cas du sable et de l'argile. Pour le limon, cette approche fournit la fourchette basse.

La synthèse des moments de renversement mesurés et calculés est présentée dans les tableaux ci-dessous. Une comparaison est également proposée en calculant le rapport du moment de renversement mesuré moyen et le moment calculé pour les 4 approches.

Tableau 1. Moment de renversement en fonction du type de sol

	Moment de renversement - Mr (kN.m)					
	Mesures		Calculés			
	Minimum	Maximum	pl	Dégradé	ELU	ELU-2
Sable	6	8	8.2	6	3.5	3
Limon	14	23	21	14	10	7.5
Argile	8	13	13	10	7	5.5

	Mr moyen	Mr moyen / Mr calculé			
		pl	Dégradé	ELU	ELU-2
Sable	7	0.85	1.17	2.00	2.33
Limon	18.5	0.88	1.32	1.85	2.47
Argile	10.5	0.81	1.05	1.50	1.91

Cette comparaison permet de vérifier que le calcul de base tend à surestimer le moment de renversement et qu'il reste pertinent de dégrader les terrains en proche surface. Les coefficients partiels proposés dans l'annexe P de la NF P94-262 permettent de garantir un niveau de sécurité entre 1.5 et 2 en moyenne pour les exemples traités. On remarque que dans l'argile, de faible résistance et sous nappe, une valeur proche de 1 est obtenue à partir de l'essai offrant le moins de résistance. Ce résultat confirme que les fondations dans des sols fins restent à traiter avec attention.

En complément de ces résultats, il est également intéressant d'analyser l'évolution de certains paramètres en fonction du chargement comme la raideur en rotation, la surface comprimée et la contrainte maximale au niveau des faces et de la base. Ces paramètres sont présentés dans les figures ci-dessous (Figure 7 et Figure 8) pour respectivement le sable et le limon et suivant le calcul de base pour une interprétation plus aisée. Des flèches sont également indiquées et marquent les différents niveaux de chargement conduisant à une non-linéarité locale de type décollement ou plastification.

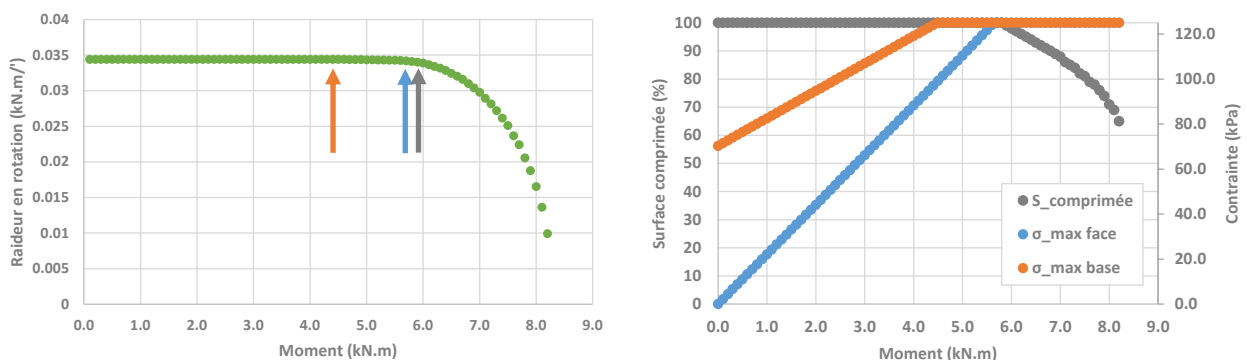


Figure 7. Détails des calculs – sable

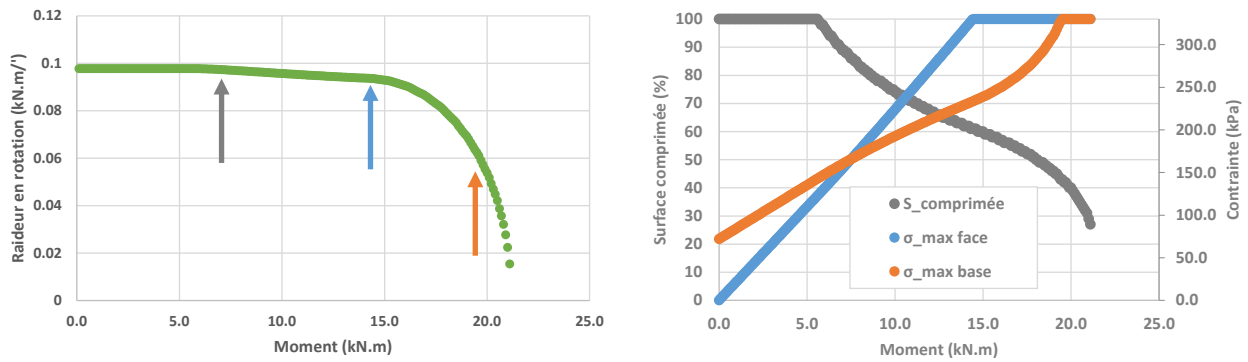


Figure 8. Détails des calculs – Limon

Il en ressort que la raideur sécante de la fondation est essentiellement influencée par la plastification du terrain au niveau des faces latérales. Le comportement de la base, par un décollement ou une plastification, a un effet limité sur la raideur.

3.2. Extension a des chargements plus complexes

Il est proposé dans cette partie de reprendre la même fondation que précédemment et de lui appliquer différents chargements afin d'illustrer les performances et l'intérêt de la méthode de calcul. Nous supposons la fondation dans les mêmes limons que précédemment. Le calcul est mené suivant la dernière approche de calcul (ELU-2) qui peut être assimilé à un calcul ELS en supposant que les pressions de fluage sont de l'ordre de $pl^*/2$ en l'absence de mesure. La Figure 9 (a) présente le déplacement de la tête du poteau pour différents chargements combinés horizontaux. Une torsion de 6 kNm est appliquée à la fondation pour la Figure 9 (b). Cette valeur correspond à environ 90% du moment de torsion maximal admissible pour la fondation.

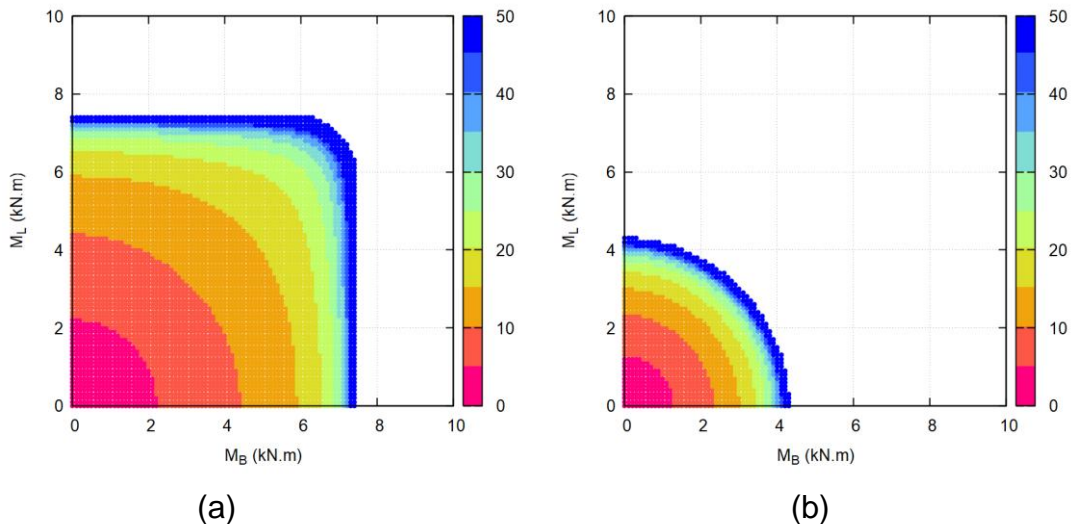


Figure 9. Déplacement (en cm) de la tête du poteau en fonction des moments M_B et M_L – sans (a) et avec (b) torsion

Cette représentation sous forme d'abaque permet de vérifier ici rapidement le déplacement du poteau pour des chargements horizontaux quelconques. L'influence de la torsion est ici marquée pour la configuration étudiée puisque de forte intensité. Elle conduit à « saturer » la capacité de reprise des faces latérales de la fondation et amplifie ses déplacements.

Des fondations à base rectangulaire peuvent également être étudiées offrant la possibilité d'optimiser leur géométrie en fonction du chargement et des critères retenus (Figure 10).

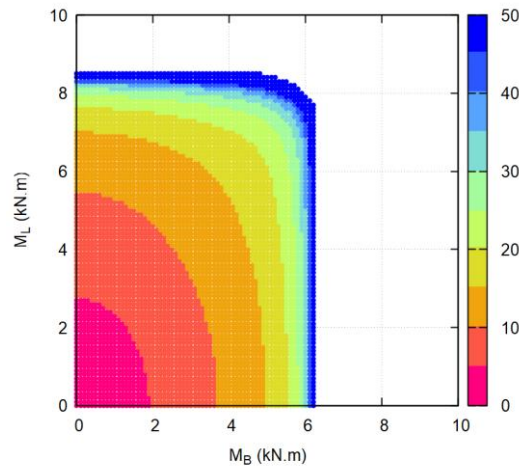


Figure 10. Déplacement (en cm) de la tête du poteau en fonction des moments M_B et M_L – fondation H=80cm, B=30cm et L=50cm

4. Conclusion

Dans cet article, différentes configurations de fondations semi-profondes sont étudiées et des comparaisons avec les résultats d'essais expérimentaux tirés de Ayeb et al. (1983) sont présentés. Les résultats obtenus par la méthode de calcul développée concernent les déplacements et les rotations de la fondation semi-profonde pour différentes charges appliquées et s'avèrent très satisfaisants. Il est alors possible de comparer objectivement les méthodes historiques avec cette nouvelle méthode matricielle et de discuter les valeurs des coefficients partiels utilisés. D'autres résultats sont également accessibles tels que les contraintes locales autour de la fondation et la surface comprimée à sa base. Le champ d'utilisation des fondations semi-profondes peut ainsi être largement accru en termes de conception et d'exécution. Cette approche vient étendre les capacités du module *Semi-Prof* de la suite *Foxta* développée par Terrasol.

Remerciements

Les auteurs tiennent à remercier le groupement RC² (TSO, setec, ETF, Mobility) et SNCF Réseau pour les échanges qui nous ont conduit au développement de l'outil de calcul.

Références bibliographiques

- AFNOR (2017). NF P94-261. Justification des ouvrages géotechniques. Normes d'application nationale de l'Eurocode 7. Fondations superficielles
- AFNOR (2018). NF P94-262. Justification des ouvrages géotechniques. Normes d'application nationale de l'Eurocode 7. Fondations profondes
- Ayeb, M., Biguenet G. et Dunand, M. (1983) Étude expérimentale des fondations soumises au renversement. Revue Française de Géotechnique
- Philipponnat, G. (1992) Fondations pour pylônes et mâts. Techniques de l'ingénieur