



HAL
open science

Effet de l'excentrement de la charge sur la portance des fondations superficielles: Etude théorique et expérimentale

Abdul-Hamid Soubra, Jacques Garnier, Luc Thorel

► To cite this version:

Abdul-Hamid Soubra, Jacques Garnier, Luc Thorel. Effet de l'excentrement de la charge sur la portance des fondations superficielles: Etude théorique et expérimentale. Symposium International sur les Fondations Superficielles (FONDSUP), Nov 2003, Paris, France. hal-01008114

HAL Id: hal-01008114

<https://hal.science/hal-01008114v1>

Submitted on 9 May 2023

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



Distributed under a Creative Commons Attribution 4.0 International License

EFFET DE L'EXCENTREMENT DE LA CHARGE SUR LA PORTANCE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES : ÉTUDE THÉORIQUE ET EXPÉRIMENTALE

INFLUENCE OF LOAD ECCENTRICITY ON THE BEARING CAPACITY OF SHALLOW FOUNDATIONS: THEORETICAL AND EXPERIMENTAL STUDY

Abdul-Hamid SOUBRA¹, Jacques GARNIER², Luc THOREL³

1 GéM, Université de Nantes, Bd. de l'Université, BP 152, 44603 Saint-Nazaire cedex, France

2,3 Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, BP 4129, 44341 Bouguenais, France

RÉSUMÉ – Le but de cet article est le calcul de la portance d'une fondation superficielle filante soumise à une charge excentrée. Trois mécanismes de rupture cinématiquement admissibles sont considérés dans le cadre de l'approche cinématique de la théorie de l'analyse limite. Les meilleurs majorants obtenus sont comparés aux résultats d'essais réalisés sur un modèle réduit centrifugé et aux solutions préconisées par les règlements français et européen.

ABSTRACT – This paper is devoted to the computation of the bearing capacity of an eccentrically loaded strip footing. Three kinematically admissible failure mechanisms are considered in the framework of the kinematical approach of the limit analysis theory. The lowest results obtained from these mechanisms are compared to those given by centrifuge model tests and to the solutions presented by the French and European codes of practice.

1. Introduction

La capacité portante ultime d'une fondation superficielle filante soumise à une charge verticale centrée est communément calculée en utilisant la formule classique de Terzaghi (1943) :

$$q_u = \frac{P}{B} = \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma + q \cdot N_q + c \cdot N_c \quad (1)$$

où N_γ , N_q et N_c sont les facteurs de capacité portante dus au poids du sol, à la surcharge et à la cohésion, respectivement. Pour une charge excentrée, Meyerhof (1953) a introduit trois coefficients de réduction basés sur l'hypothèse d'une largeur réduite de la fondation B' ($B' = B - 2e$), e étant l'excentricité de la charge. L'objectif de cet article est le calcul rigoureux de la portance d'une fondation superficielle filante soumise à une charge excentrée. Trois mécanismes de rupture cinématiquement admissibles sont proposés dans le cadre de l'approche cinématique de la théorie de l'analyse limite. Les plus faibles majorants obtenus par ces mécanismes sont comparés aux résultats d'essais réalisés sur un modèle réduit centrifugé (Maréchal, 1999) et aux solutions préconisées par les règlements français et européen.

2. Modèle théorique

Bien que les mécanismes de rupture asymétriques *translationnels* dérivant du mécanisme classique de Prandtl décrivent assez bien la rupture d'une fondation superficielle soumise à un chargement incliné, ces mécanismes s'avèrent inadaptés pour la modélisation de la rupture d'une fondation soumise à une charge excentrée. En effet, les essais expérimentaux réalisés sur un modèle réduit centrifugé (Maréchal 1999) ont montré que, dans le cas d'une charge excentrée, la rupture du sol est mieux modélisée en considérant des mécanismes de ruine asymétriques *rotationnels* permettant la prise en compte d'une rotation de la fondation. Dans cet article, trois mécanismes de rupture rotationnels M1, M2 et M3 sont considérés pour le

calcul de la portance d'une fondation superficielle filante soumise à une charge excentrée. L'approche utilisée est la méthode cinématique (appelée aussi méthode de la borne supérieure) de la théorie de l'analyse limite. Le théorème de la borne supérieure est basé sur l'hypothèse d'un sol parfaitement plastique respectant la règle d'écoulement associée. Ce théorème fournit un majorant de la capacité portante de la fondation.

Dans cet article, le sol considéré est un matériau de Coulomb caractérisé par son angle de frottement interne φ et sa cohésion c . La surface du sol est soumise à une éventuelle surcharge uniforme d'intensité q .

2.1. Mécanisme de ruine M1

Le mécanisme de rupture M1 est un mécanisme rotationnel délimité par une ligne de glissement ABC en forme de spirale logarithmique d'angle φ (Figure 1). Ce mécanisme est similaire à celui considéré par Soubra et al. (1998 ; 1999) pour le calcul des pressions passives des terres. Le bloc de sol ABC subit un mouvement de rotation de corps rigide autour du centre de rotation O . Ainsi, ABC représente une surface de discontinuité de vitesse.

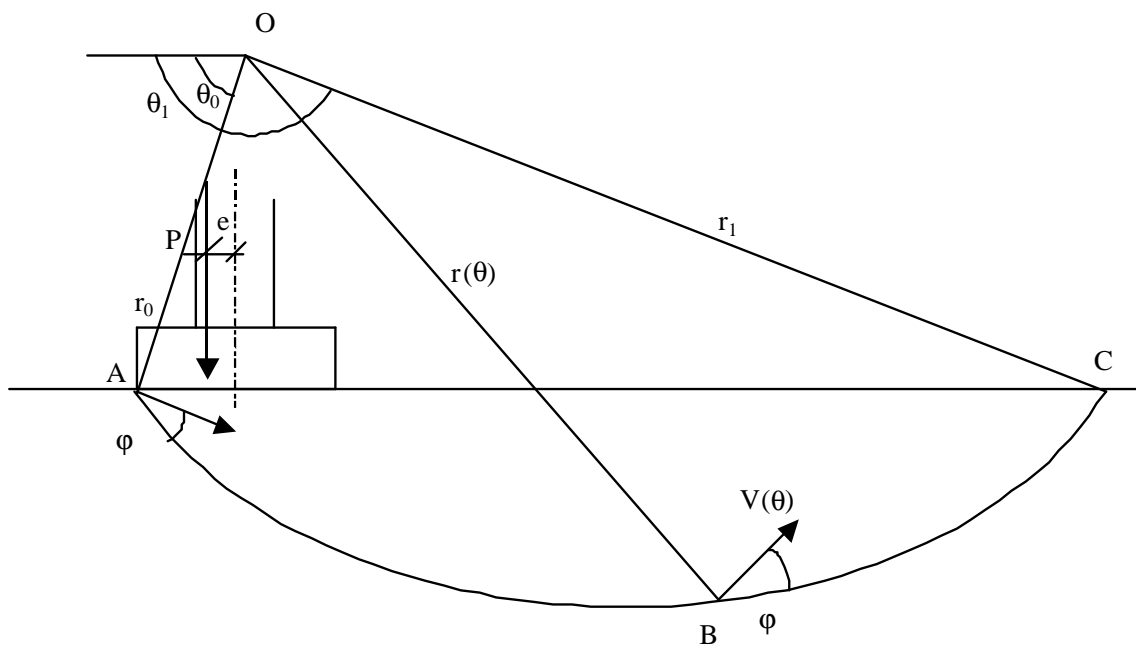


Figure 1. Mécanisme de rupture rotationnel en spirale logarithmique ($M1$).

Le mécanisme de rupture est cinématiquement admissible, la vitesse linéaire le long de la ligne en spirale logarithmique ABC faisant un angle φ avec la surface de glissement. Il est important de mentionner que la fondation est supposée solidaire du sol au niveau du contact sol-fondation. Ainsi, aucune dissipation d'énergie n'est à considérer au niveau de cette interface. $M1$ peut être décrit par deux paramètres angulaires θ_0 et θ_1 (Figure 1).

2.2. Mécanisme de ruine M2

Le mécanisme M2 (Figure 2) est composé d'une zone centrale BCD à cisaillement radial et orthoradial comprise entre un bloc rigide ABC et une zone triangulaire en cisaillement BDE. Ce mécanisme est similaire à celui imaginé à l'origine par Murff & Miller (1977) et utilisé par la suite par Paolucci & Pecker (1997) et Michalowski (1998).

Le premier bloc ABC adjacent à la fondation est limité par la ligne AC en spirale logarithmique.

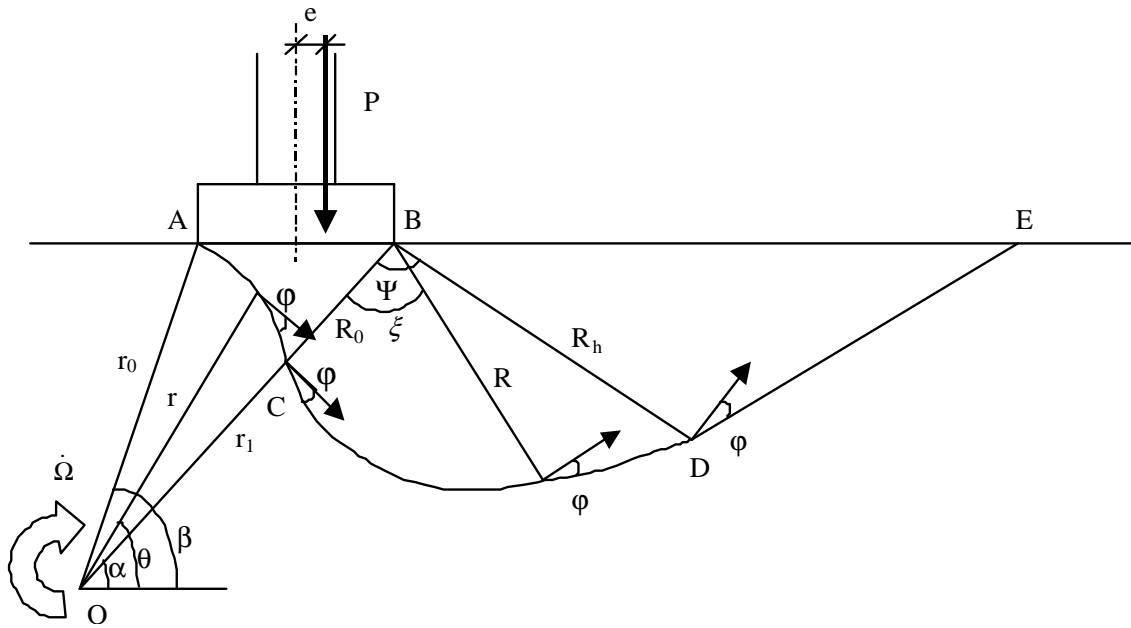


Figure 2. Mécanisme de rupture rotationnel à 2 spirales inversées sans décollement (M2).

Ce bloc subit un mouvement de rotation de corps rigide autour du centre de rotation O . Ainsi, la vitesse le long d'une ligne radiale (par exemple BC) varie linéairement. Le bloc BCD est délimité par une ligne en spirale logarithmique. Cette ligne est tangente aux blocs ABC et BDE respectivement en C et D . Le bloc BCD est soumis à un cisaillement radial et orthoradial. Enfin, le bloc BDE subit du cisaillement le long des lignes parallèles à DE . Ce mécanisme peut être décrit par trois paramètres angulaires α , β et ψ . Il est à noter que la fondation est supposée complètement adhérente au sol au niveau de l'interface sol-fondation, c'est à dire AB .

2.3. Mécanisme de ruine M3

Le mécanisme $M3$ ressemble très largement au mécanisme $M2$. La seule différence concerne le décollement de la fondation du sol pour le mécanisme présent (Figure 3). Ainsi, la fondation est supposée adhérente au sol seulement sur une distance λB où $0 < \lambda < 1$.

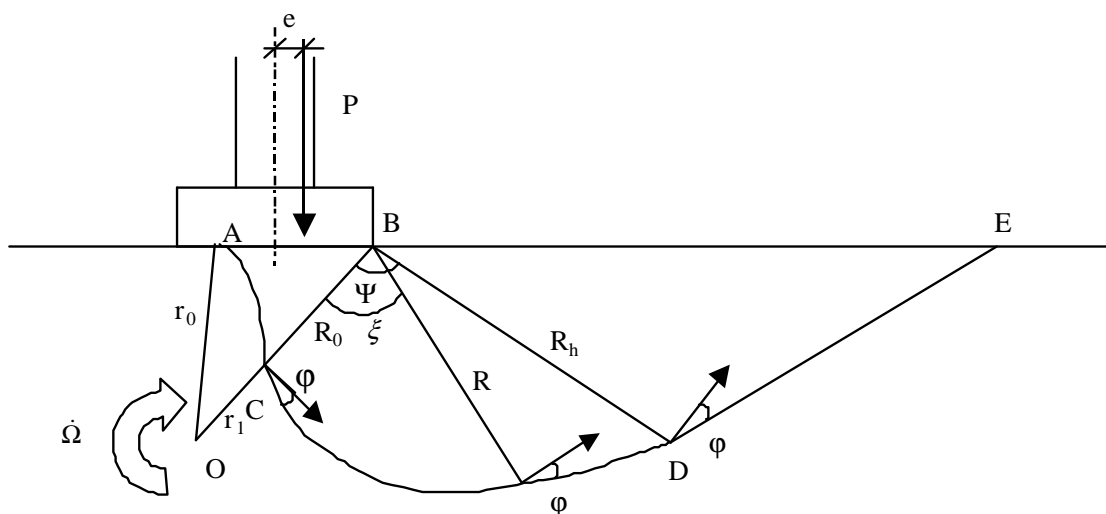


Figure 3. Mécanisme de rupture rotationnel à deux spirales inversées avec décollement (M3).

La surface de glissement AC est supposée tangente à la fondation en A. Ce mécanisme peut être décrit par quatre paramètres α , β , ψ et λ . Il est particulièrement intéressant pour les fortes valeurs de l'excentricité. Le mécanisme M2 est supposé fournir les meilleurs majorants pour les faibles excentricités, cependant, pour les fortes excentricités, le mécanisme M3 devrait donner des valeurs plus faibles (c'est à dire des meilleurs majorants) en raison du décollement possible le long de l'interface sol-fondation. Dans les sections suivantes, seules les plus faibles valeurs obtenues à partir des deux mécanismes M2 et M3 seront présentées et comparées à celles données par le mécanisme en spirale logarithmique et à celles préconisées par le DTU et l'Eurocode 7.

2.4. Equation du bilan énergétique

Pour le mécanisme M1, les forces extérieures concernent la charge de fondation P, le poids du bloc ABC et la surcharge q. La puissance dissipée a lieu le long de la surface de discontinuité de vitesse ABC. Pour M2, les forces extérieures concernent le poids des blocs en mouvement (c'est à dire ABC, BCD et BDE), la charge de fondation P et la surcharge uniforme d'intensité q. La puissance dissipée a lieu le long des surfaces qui séparent le sol en mouvement et le sol au repos, *i.e.* AC, CD et DE et à l'intérieur des blocs BCD et BDE. Enfin, pour M3, les calculs sont très similaires à ceux du mécanisme M2.

Pour l'ensemble de ces mécanismes, en égalant la puissance des efforts extérieurs à la puissance dissipée, on obtient une formule similaire à celle proposée par Terzaghi (1943) [équation (1)] dans laquelle N_γ , N_q et N_c sont les facteurs de capacité portante pour une fondation soumise à une charge excentrée. Pour chaque mécanisme, les facteurs critiques sont obtenus par minimisation numérique par rapport aux paramètres géométriques décrivant chacun de ces mécanismes.

2.5. Résultats numériques

La comparaison des résultats entre mécanismes a montré que le mécanisme en spirale logarithmique surestime la portance d'une fondation superficielle filante pour toutes les valeurs de ϕ . La surestimation est très significative pour les fortes valeurs de l'angle de frottement interne du sol. Dans les paragraphes suivants, seuls les résultats donnés par $\text{Min}(M2, M3)$ sont présentés et comparés aux solutions préconisées par les règlements Français et Européen.

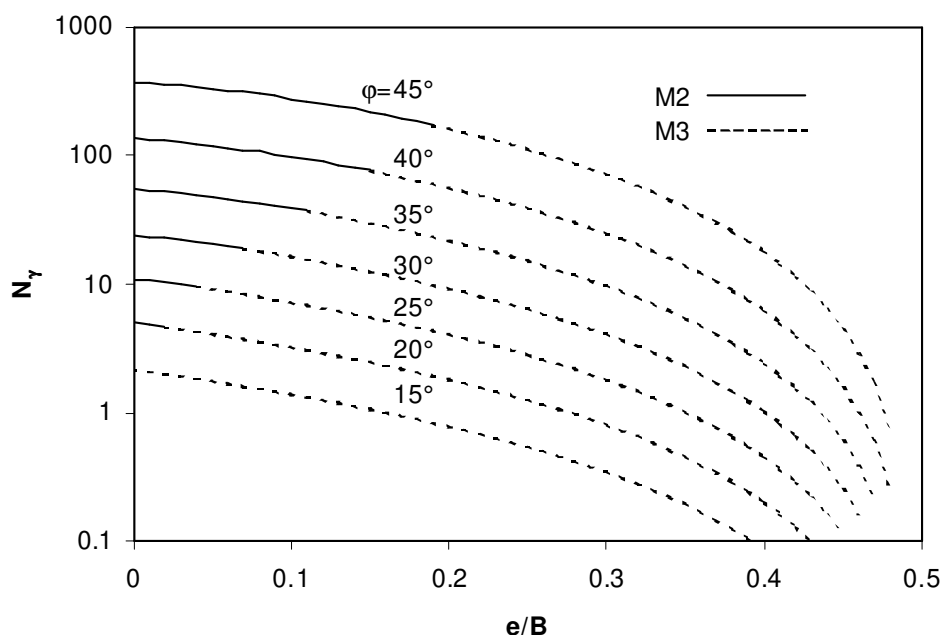


Figure 4. Les plus faibles majorants obtenus à partir des mécanismes M2 et M3 pour N_γ .

La figure 4 montre les plus faibles majorants obtenus grâce aux mécanismes M2 et M3 pour le facteur N_γ . Des courbes similaires ont aussi été obtenues pour les facteurs N_q et N_c . Les résultats numériques ont montré que le point de transition entre les mécanismes M2 et M3 (Figure 4) correspond à la valeur de l'excentricité critique pour laquelle la ligne de glissement devient tangente à la fondation au point A pour le mécanisme M2. Ceci explique l'excellente transition entre les mécanismes M2 et M3. Ces figures montrent aussi que le décollement de la fondation est obtenu pour différentes valeurs du rapport e/B . Les sols denses nécessitent des fortes excentricités pour atteindre le décollement de la fondation. A titre d'exemple, la valeur critique de e/B pour le facteur N_γ est égal à 0.04 pour $\varphi = 25$ degrés et atteint 0.15 pour $\varphi = 40$ degrés. Ceci montre que la règle pratique qui suggère que le décollement aura lieu pour les rapports d'excentricité supérieurs à $1/6$ ne se situe pas du côté de la sécurité pour $\varphi = 40$ degrés. Le tableau 1 présente les rapports d'excentricité critiques correspondant aux trois facteurs de capacité portante pour différentes valeurs de φ .

Tableau 1. Rapport d'excentricité critiques $\frac{e}{B}$ pour N_γ , N_q et N_c .

φ (degrés)	N_γ	N_q	N_c
15	0	0.06	0.09
20	0.02	0.09	0.11
25	0.04	0.12	0.13
30	0.07	0.15	0.16
35	0.11	0.18	0.19
40	0.15	0.22	0.23
45	0.19	0.26	0.26

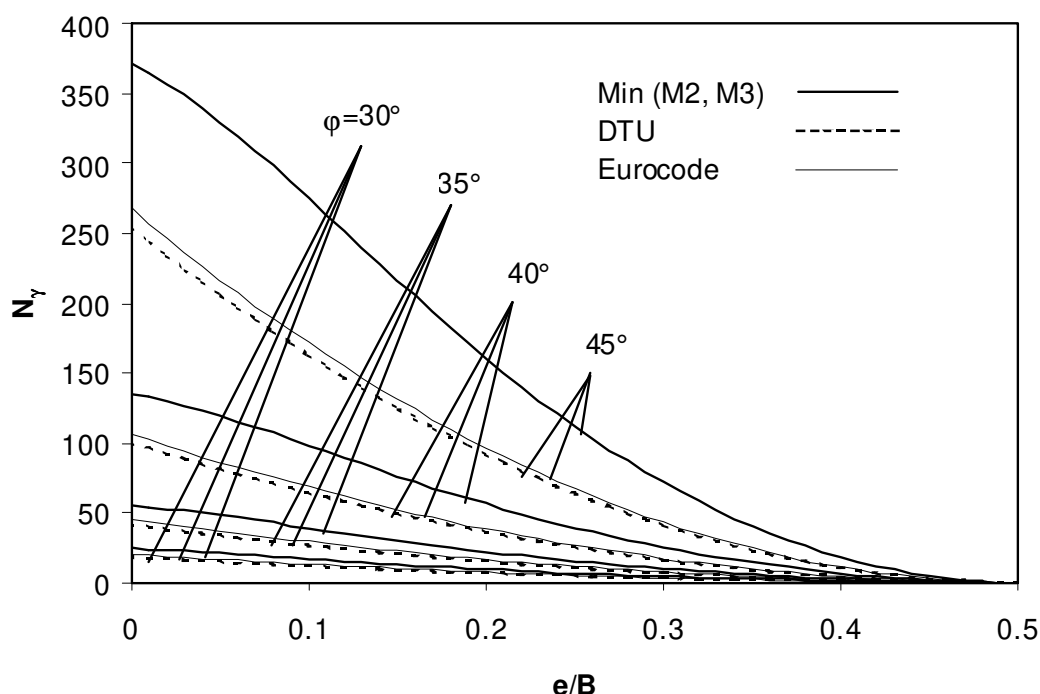


Figure 5. Comparaison entre les résultats des règlements et Min(M2, M3) pour le facteur N_γ .

Les figures (5), (6) et (7) montrent la comparaison entre les résultats de N_γ , N_q et N_c obtenus à partir de Min(M2, M3) et ceux préconisés par le règlement français DTU et le règlement européen Eurocode 7. Les deux règlements sous-estiment les facteurs de capacité

portante pour toutes les valeurs de φ . À titre d'exemple, l'Eurocode 7 sous-estime N_γ de 30%, N_q de 12.5% et N_c de 12.6% pour $\varphi = 40$ degrés et $e/B = 0.1$.

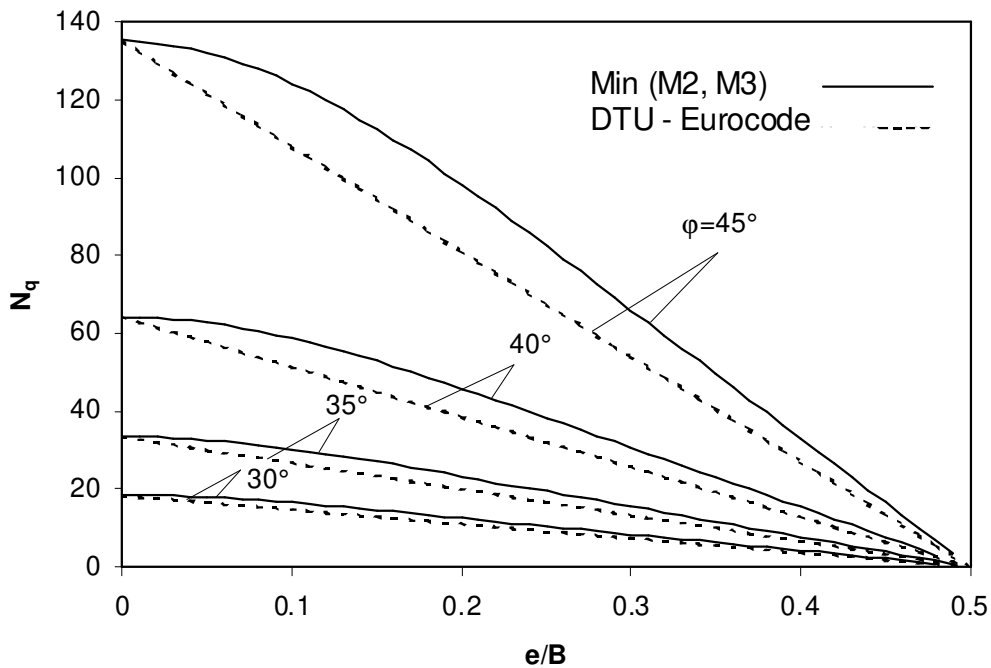


Figure 6. Comparaison entre les résultats des règlements et Min(M2,M3) pour le facteur N_q .

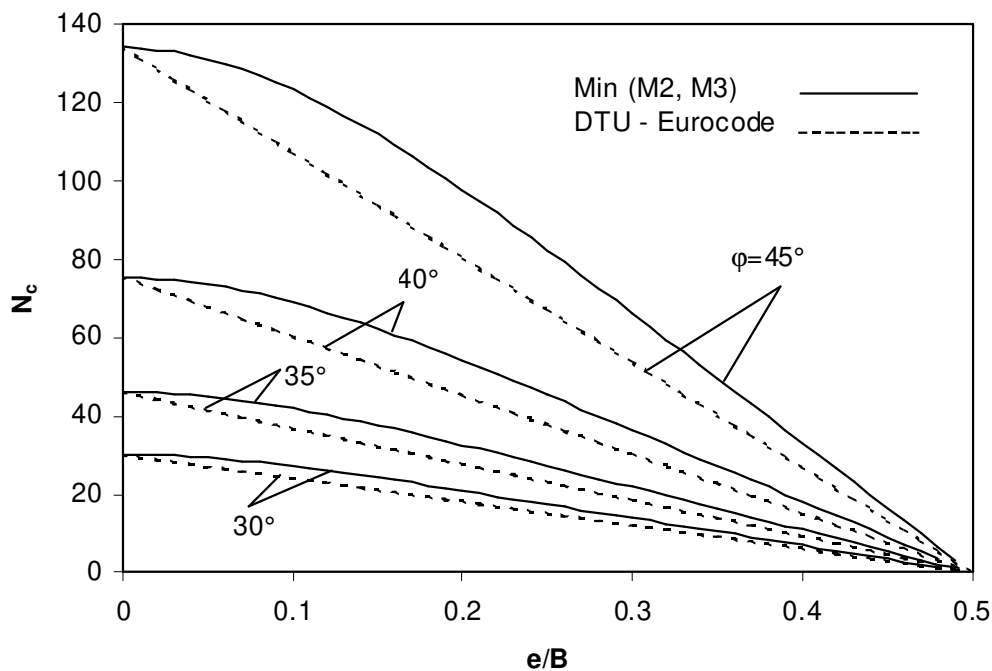


Figure 7. Comparaison entre les résultats des règlements et Min(M2,M3) pour le facteur N_q .

3. Comparaison avec les résultats expérimentaux

Des résultats expérimentaux ont été obtenus sur modèles réduits centrifugés au 1/50^{ème} (Maréchal, 1998, 1999) simulant des fondations filantes non encastrées de 2 m de côté, posées sur des massifs de sable de Fontainebleau reconstitués par pluviation à une masse

volumique très voisine de 16kN/m^3 (I_D moyen de 71.2%). Des informations sur ces expériences et les résultats pour une charge verticale centrée sont données dans un second article (Soubra et al., 2003). Le tableau 2 montre les portances mesurées sous charge excentrée (colonne q_r).

La résistance au cisaillement du sable a été déterminée par des essais à la boîte sur des prélèvements effectués dans trois conteneurs différents (Sable 1 à 3). Les résultats de ces essais ont été interprétés par régression linéaire avec deux hypothèses (cohésion nulle ou non). Les écarts sur l'angle de frottement sont inférieurs à 2 degrés et sont commentés dans le second article (Soubra et al., 2003). Les portances calculées par analyse limite sont données dans les six colonnes de droites du Tableau 2 et le mécanisme M2 a donné les résultats optimaux (les plus faibles), ce qui implique qu'aucun décollement n'a lieu à l'interface sol-fondation. Elles sont comparées aux valeurs obtenues lors des expériences sur modèles centrifugés sur la figure 8. Comme lors de l'étude des effets de l'inclinaison de la charge (Soubra et al., 2003), un accord raisonnable est observé mais on note aussi la très grande sensibilité des calculs aux valeurs attribuées à c et ϕ , puisque les écarts entre les différents calculs sont du même ordre de grandeur que la dispersion des données expérimentales.

Tableau 2. Charges ultimes expérimentales et calculées (B prototype = 2m).

Essai	γ_d [kN/m ³]	e/B	q_r [kPa]	Hypothèse cohésion nulle			Hypothèse cohésion non nulle		
				q_{calcul} c=0 $\phi=40,2\text{deg}$ Sable 1 [kPa]	q_{calcul} c=0 $\phi=39,6\text{deg}$ Sable 2 [kPa]	q_{calcul} c=0 $\phi=38,4\text{deg}$ Sable 3 [kPa]	q_{calcul} c=4,5kPa $\phi=39,4\text{deg}$ Sable 1 [kPa]	q_{calcul} c=7,2kPa $\phi=37,3\text{deg}$ Sable 2 [kPa]	q_{calcul} c=4,5kPa $\phi=37,6\text{deg}$ Sable 3 [kPa]
M-1-2	16,04	0,125	1724	1417	1260	1000	1522	1209	1118
M-2-4	15,98	0,125	1473	1411	1255	996	1518	1206	1115
M-2-7	15,98	0,125	1455	1411	1255	996	1518	1206	1115
M-3-2	16,09	0,125	1460	1421	1263	1003	1526	1212	1121
M-4-4	16,04	0,125	1333	1417	1260	1000	1522	1209	1118
M-5-3	16,09	0,125	1461	1421	1263	1003	1526	1212	1121
M-7-3	16,07	0,125	1319	1419	1262	1001	1525	1211	1120

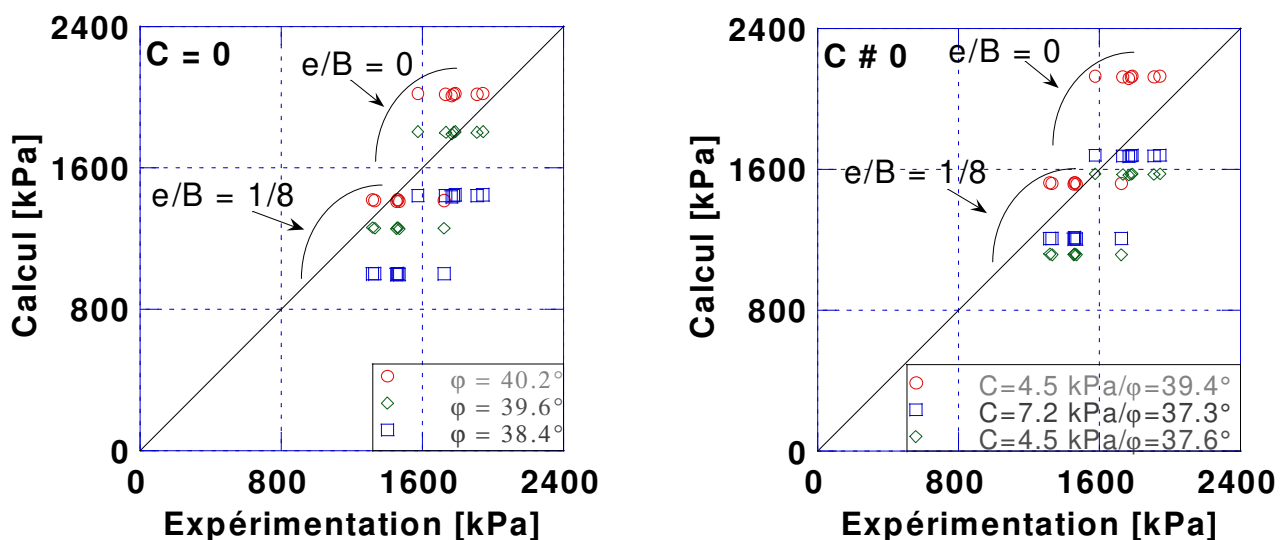


Figure 8. Contraintes de rupture : comparaison calcul-expérimentation (e/B = 0 ou 1/8).

4. Conclusions

Trois mécanismes de rupture cinématiquement admissibles sont proposés pour le calcul de la capacité portante des fondations filantes soumises à un chargement excentré. Les résultats numériques montrent que :

- le mécanisme rotationnel en spirale logarithmique M1 surestime largement la capacité portante donnée par les mécanismes M2 et M3 pour toutes les valeurs possibles de φ et e/B ;
- M2 fournit les meilleurs majorants pour les faibles valeurs de l'excentricité mais M3 est le mécanisme pertinent pour les fortes excentricités ;
- les résultats numériques obtenus à partir des mécanismes M2 et M3 ont montré que le rapport d'excentricité à partir duquel aura lieu le décollement dépend de l'angle de frottement interne du sol. La règle classique qui suppose que le décollement aura lieu pour des rapports d'excentricité supérieurs à $1/6$ peut conduire à des solutions non sécuritaires.
- les deux règlements DTU et Eurocode 7 sous-estiment les facteurs de capacité portante pour toutes les valeurs de φ et de e/B . À titre d'exemple, l'Eurocode 7 sous-estime N_γ de 30%, N_q de 12.5% et N_c de 12.6% pour $\varphi = 40$ degrés et $e/B = 0.1$.
- la gamme des couples (c, φ) déterminés à la boîte de Casagrande pour le sable de Fontainebleau utilisé permet de retrouver les résultats expérimentaux obtenus sur modèles réduits centrifugés.

5. Références

- DTU 13.12. (1988). Règles pour le calcul des fondations superficielles. *Cahiers du CSTB, Paris, AFNOR DTU P 11-711*, 28-30, in French.
- Eurocode 7 (1996). Calcul géotechnique. XP ENV 1997-1.
- Garnier J., Canépa Y., Thorel L., Rault G. (2003). Association de modèles numériques et physiques dans les études sur les fondations superficielles. *Symp. Int. FONDSUP 2003*, 8p.
- Maréchal O., Garnier J., Canépa Y., Morbois A. (1998). Bearing capacity of shallow foundations near slopes under complex loads. *Centrifuge 98, Tokyo*, vol.1, 459-464.
- Maréchal O. (1999). *Portance de fondations superficielles établies à proximité de talus et soumises à des charges inclinées et excentrées*. Thèse de Doctorat, Univ. de Nantes, 357p.
- Meyerhof G.G. (1953). The bearing capacity of footings under eccentric and inclined loads. *Proceedings of the 3rd ICSMFE, Zurich*, vol. 1, 440-445.
- Michalowski R.L. (1998). Non-symmetrical limit loads on strip footings. *Soils and Foundations*, 38(4), 195-203.
- Murff J.D., Miller T.W. (1977). Foundation stability on nonhomogeneous clays. *J. Geotech. Engrg. Div.*, 103(10), 1083-1096.
- Paolucci R., Pecker A. (1997). Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on dry soils. *Soils and Foundations*, 37(3), 95-105.
- Soubra A.-H., Kastner R., Benmansour A. (1998). Étude de la butée des terres en présence d'écoulement. *Revue Française de Génie Civil*, 2(6), 691-707.
- Soubra A.-H., Kastner R., Benmansour A. (1999). Passive earth pressures in the presence of hydraulic gradients. *Géotechnique*, The Institution of Civil Eng., 49(3), 319-330.
- Soubra A.H., Thorel L., Garnier J. (2003). Effet de l'inclinaison de la charge sur la portance des fondations superficielles : Etude théorique et expérimentale. *Symp. Int. FONDSUP*, 8p.
- Terzaghi K. (1943). *Theoretical soil mechanics*. Wiley, New-York, 510.