

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté des Sciences de l'Ingénieur

Département de Génie Civil

MEMOIR DE MAGISTERE

Spécialité : Construction

MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.

Par :

MEBARKI ABDELKADER

Devant le jury composé de :

Z. ZITOUNI : Maître de conférences, USD Blida

Président

M. TAKI : Maître de conférences, ENP Alger

Examineur

K. GRINE : Maître assistant, USD Blida

Examineur

A. BOUAFIA : Professeur, USD Blida

Rapporteur

Blida, 2009

ملخص

تهدف هذه الدراسة إلى تحليل سلوك أساسات سطحية في حالتين الساكنة و الزلزالية. أولاً قمنا بنظرة شاملة حول الطرق و النظريات المتعلقة لحساب سعة الحمولة للتربة في كلتي حالتين السابقتين (الساكنة و الزلزالية).

فيما بعد قمنا بعرض النتائج العددية المتحصل عليها في حالة أساسات مستمرة أو دائرية و المنجزة داخل التربة نصف فراغية ذات سلوك مرن - لدن، الخاضعة لمعيار الانهيار (MOHR - COULOMB) و هذا بعد دراسة عدة حالات باستعمال برنامج العناصر المتناهية PLAXIS. و بما أن البرنامج يحتوي على مقياس لتحليل الديناميكي، قمنا بتحليل مدى تأثير القوة الزلزالية و الخصائص الجيو تقنية على استجابة التربة للزلازل تحت الأساسات السطحية.

كلمات مفاتيح: زلزال، أساس، سعة الحمولة، هبوط، عناصر متناهية، مرن- لدن.

RESUME

L'étude se propose de contribuer à l'analyse du comportement statique et sismique des fondations superficielles.

On présente d'abord un aperçu bibliographique sur des méthodes et théories disponibles dans la littérature, concernant la détermination de la capacité portante statique ainsi que sismique pour les fondations superficielles.

Ensuite, on expose les principaux résultats numériques obtenus dans le cas statique pour une semelle filante ou circulaire enfouie dans un massif semi infini élasto-plastique obéissant au critère de rupture de Mohr Coulomb, à partir d'une étude paramétrique effectuée par le biais du code de calcul en éléments finis Plaxis version 8.

Comme le code de calcul Plaxis v8.2 dispose un module d'analyse dynamique, on a mené un calcul sismique direct afin d'analyser l'influence de la sollicitation sismique et des caractéristiques géotechniques sur la réponse sismique du sol sous la fondation.

Mots clés : Séisme, fondation, capacité portante, tassement, éléments finis, étude paramétrique.

SUMMARY

The study aims at contributing to the analysis of the static and seismic behaviour of shallow foundations.

One presents initially an overview of the current methods and theories available in the literature, concerning the determination of the static bearing capacity as well as the seismic bearing capacity for shallow foundations.

One present subsequently the principal numerical results obtained in the static case for a strip or circular footing embedded in a semi-infinite mass following elasto plastic constitutive law and obeying to the failure criterion of Mohr Coulomb, starting from a parametric study carried out by the means of the computer finite elements code Plaxis.

As the computer code Plaxis v8.2 incorporates a dynamic module of analysis, one carried out a direct seismic calculation in order to analyze the influence of the seismic excitation and geotechnical characteristics on the seismic response of the soil/foundation system.

Key words: Earthquake, foundation, bearing capacity, settlement; finite elements; parametric study.

SUMMARY

The study aims at contributing to the analysis of the static and seismic behaviour of shallow foundations.

One presents initially an overview of the current methods and theories available in the literature, concerning the determination of the static bearing capacity as well as the seismic bearing capacity for shallow foundations.

One present subsequently the principal numerical results obtained in the static case for a strip or circular footing embedded in a semi-infinite mass following elasto plastic constitutive law and obeying to the failure criterion of Mohr Coulomb, starting from a parametric study carried out by the means of the computer finite elements code Plaxis.

As the computer code Plaxis v8.2 incorporates a dynamic module of analysis, one carried out a direct seismic calculation in order to analyze the influence of the seismic excitation and geotechnical characteristics on the seismic response of the soil/foundation system.

Key words: Earthquake, foundation, bearing capacity, settlement; finite elements; parametric study.

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier très sincèrement le professeur A.BOUAFIA, qui a encadré cette thèse. Qu'il me soit permis de lui exprimer toute ma reconnaissance pour son aide précieuse sur tous les plans. Ses conseils efficaces et ses encouragements m'ont permis de beaucoup apprendre.

Je tiens à remercier Mr N.CHEMLAL le directeur de l'institut du génie civil.

Je remercie le docteur Z.ZITOUNI, pour avoir accepté de présider au jury de cette thèse.

Mes plus vifs remerciements s'adressent vers les membres de jury d'avoir accepté d'évaluer ce travail.

Mes remerciements s'adresse aussi particulièrement vers :

Le docteur M.BENSAIBI pour son aide et encouragement.

Monsieur Dr A.ATTAR de ma voir fait bénéficié de sa compétence et de m'avoir encouragé continuellement dans mes travaux de recherche, je lui exprime toute ma reconnaissance.

Enfin, je ne saurais terminer sans remercier tous les membres de l'institut de génie civil de l'université de Blida qu'ils soient enseignants, chercheurs, étudiants ou administrateurs.

Sans oublier mes collègues de 2005 et mes chères amies Farid, Yacine, Ahmed, Sahraoui, Fouad et Rafic.

A.MEBARKI

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAU

Figure 1.1 : Rupture par cisaillement général dans le sol.....	19
Figure 1.2 : Rupture par cisaillement local dans le sol.	20
Figure 1.3 : Rupture par poinçonnement dans le sol.....	21
Figure 1.4 : Variation de la nature de rupture de portance en sable en fonction de la densité relative et l'élancement D/B (Vesic 1973).	22
Figure 1.5 : Mécanisme de rupture symétrique d'un métal d'après Prandtl.....	23
Figure 1.6 : Fondation chargée obliquement.....	24
Figure 1.7 : Fondation recevant une charge excentrique.....	25
Figure 1.8 : Fondation à proximité d'un talus.....	26
Figure 1.9 : Effet de la présence d'un talus sur q_u	26
Figure 1.10 : Méthode de la semelle fictive.....	28
Figure 1.11 : Fondation reposant sur un sol stratifié.....	34
Figure 1.12 : Calcul du tassement à partir d'une courbe e-log σ	36
Figure 1.13 : Evolution de l'indice des vides.....	38
Figure 2.1 : (a) Séisme de Lausanne (suisse) de 1584 et (b) Séisme de Niigata (Japon) de 1964 (Source : NISEE library, http://nisee.berkeley.edu).....	41
Figure 2.2 : Figure 2.2: Le séisme de Kanto (japon) de 1923. Grands tassements et rotations au niveau de la fondation de piles de ponts. (Source : NISEE library, http://nisee.berkeley.edu).....	42
Figure 2.3 : Les ruptures par perte de capacité portante des fondations du complexe des Bâtiments de Kawagichi, après le séisme de Niigata (japon, 1964).....	43
Figure 2.4 : Rupture de la capacité portante des fondations d'un bâtiment durant le séisme de Philippines	43
Figure 2.5 : Endommagements des structures au niveau de la fondation après le séisme de Guerrero (Mexique, 1985).....	44
Figure 2.6 : Liquéfaction près d'un pont aux Issers (Boumerdes).....	46

Figure 2.7 : Cratère de sable suite à la liquéfaction au niveau de la rivière de Sebaou.....	46
Figure 2.8 : Cratère de sable suite à la liquéfaction au niveau de la rivière de Sebaou.....	46
Figure 2.9 : Fissures induites par la direction du mouvement du sol suivant la liquéfaction..	46
Figure 2.10 : Interaction sol structure pour différents types de fondations.....	48
Figure 2.11 : Rupture rotationnelle par perte de la capacité portante.....	50
Figure 2.12 : Essais sur la table vibrante.....	52
Figure 2.13 : L'effet de l'ancrage sur le mécanisme de rupture critique.....	53
Figure 2.14 : L'effet de la magnitude sismique sur le mécanisme de rupture.....	54
Figure 2.15 : Ecrasement des ponts.....	55
Figure 2.16 : Facteur de N_c en fonction du K_h	58
Figure 2.17 : Facteur de N_q en fonction du K_h	58
Figure 2.18 : Facteur de N_γ en fonction du K_h	60
Figure 2.19 : Mécanisme de rupture de type coulomb d'après Richards et al (1993).....	61
Figure 2.20 : Réseau de caractéristique pour différentes valeurs de K_h	63
Figure 2.21 : Valeurs de N_q , N_c et N_γ en fonction de K_h	64
Figure 2.22 : N_γ en fonction du K_h	65
Figure 2.23 : Le rapport du facteur de capacité portante sismique sur statique.....	66
Figure 2.24 : Mécanisme de rupture: (a) sur deux cotés et (b) sur un seul coté	68
Figure 2.25 : Figure 2.25: La variation des modèles de rupture avec k_h en utilisant le mécanisme sur deux cotés pour $q/\gamma.B=0.01$, $\beta=10^\circ$, $c=0$ et $\varphi=30^\circ$: (a) $k_h=0.0$ (b) $k_h=0.1$; (c) $k_h=0.2$; (d) $k_h=0.3$	71
Figure 2.26 : La variation des modèles de rupture avec k_h en utilisant le mécanisme sur un seul coté pour $q/\gamma.B=0.01$, $\beta=10^\circ$, $c=0$ et $\varphi=30^\circ$: (a) $k_h=0.0$ (b) $k_h=0.1$; (c) $k_h=0.2$; (d) $k_h=0.3$	72
Figure 2.27 : Variation de N_c avec k_h pour différentes valeurs de φ et β : (a) $\varphi=10^\circ$;(b) $\varphi=20^\circ$;(c) $\varphi=30^\circ$;(d) $\varphi=40^\circ$;(e) $\varphi=50^\circ$	73
Figure 2.28 : Variation du facteur N_γ avec k_h pour différentes valeurs de φ et β	74
Figure 2.29 : Variation du facteur N_q avec k_h pour différentes valeurs de φ et β : (a) $\varphi=10^\circ$ (b) $\varphi=20^\circ$;(c) $\varphi=30^\circ$;(d) $\varphi=40^\circ$;(e) $\varphi=50^\circ$	74
Figure 2.30 : Surfaces de charge pour a) sols cohérents et b) sols frottants.....	76
Figure 3.1 : Présentation du massif de sol et paramètres étudiés.....	81
Figure 3.2 : Représentation de la courbe charge déplacement.....	82
Figure 3.3 : Présentation des éléments à 15 et 6 nœuds.....	86
Figure 3.4 : Dimensionnement du modèle géométrique dans le cas	

des semelles filantes (modèle en déformation plane).....	87
Figure 3.5: Dimensionnement du modèle dans le cas d'une semelle circulaire (modèle axisymétrique)	87
Figure 3.6 : Modèle d'éléments finis maintenu.....	87
Figure 3.7 : Vue agrandie (au voisinage de la fondation) de la zone d'influence de la capacité portante	88
Figure 3.8 : Courbe de chargement pour une argile molle ($C_{uu}=50\text{kPa}$).....	88
Figure 3.9 : Courbe de chargement pour un sol Pulvérulent (sable lâche).....	88
Figure 3.10 : Courbe de chargement pour une semelle filante en surface ($D/B=0$).....	89
Figure 3.11 : Courbe de chargement pour une semelle filante ayant $D/B=1$	89
Figure 3.12 : Courbe de chargement pour une semelle filante ayant $D/B=2$	89
Figure 3.13 : Courbe de chargement pour une semelle filante en surface ($D/B=0$).....	90
Figure 3.14 : Courbe de chargement pour une semelle filante ayant $D/B=1$	90
Figure 3.15 : Courbe de chargement pour une semelle filante ayant $D/B=2$	90
Figure 3.16 : Courbe de chargement pour une semelle circulaire en surface ($D/B=0$).....	91
Figure 3.17 : Courbe de chargement pour une semelle circulaire ayant $D/B=1$	91
Figure 3.18 : Courbe de chargement pour une semelle circulaire ayant $D/B=2$	91
Figure 3.19 : Courbe de chargement pour une semelle circulaire en surface ($D/B=0$).....	92
Figure 3.20 : Courbe de chargement pour une semelle circulaire ayant $D/B=1$	92
Figure 3.21 : Courbe de chargement pour une semelle circulaire ayant $D/B=2$	92
Figure 3.22 : Schéma type pour la détermination de q_l selon la procédure graphique d'Asaoka.	93
Figure 3.23 : Variation de la capacité portante en fonction de l'élancement D/B	94
Figure 3.24 : L'influence de l'élancement relatif sur la capacité portante en fonction de l'angle de frottement en fonction de la cohésion.....	94
Figure 3.25 : Représentation de la courbe de chargement ($q-s$).....	96
Figure 3.26 : L'influence de l'élancement relatif sur la pente	96
Figure 3.27 : L'influence de l'élancement relatif sur la pente initiale en fonction de la cohésion.....	97
Figure 3.28 : L'influence de l'élancement relatif sur la capacité portante en fonction de la cohésion.....	98
Figure 3.29 : L'influence de l'élancement relatif sur la capacité portante en fonction de l'angle de frottement.....	98

Figure 3.30 : L'influence de l'élanement relatif sur la pente initiale en fonction de l'angle de Frottement.....	99
Figure 3.31 : L'influence de l'élanement relatif sur la pente initiale en fonction de la cohésion.....	99
Figure 3.32 : La variation de N_c en fonction de l'élanement.....	101
Figure 3.33 : Les valeurs de N_γ proposées par des auteurs en fonction de l'angle de frottement ϕ	102
Figure 4.01 : Modèle géométrique retenu dans l'analyse dynamique pour une fondation ayant $D/B=2$	107
Figure 4.02 : Accélérogramme utilisé lors des simulations numériques	108
Figure 4.03 : Vue générale d'un maillage plan.....	109
Figure 4.04 : Vue agrandie au voisinage de la fondation.....	109
Figure 4.05 : Chargements dynamiques disponibles dans le code de calcul de Plaxis V 8.2.....	113
Figure 4.06 : Evaluation des déplacements des déplacements verticaux de la fondation.....	114
Figure 4.07 : Pression verticale en fonction du temps.....	114
Figure 4.08 : Courbe de chargement sous un chargement sismique.....	114
Figure 4.09 : Agrandissement de la courbe de chargement.....	114
Figure 4.10 : Evaluation des déplacements des déplacements verticaux de la fondation.....	115
Figure 4.11 : Pression verticale en fonction du temps.....	115
Figure 4.12 : Courbe de chargement sous un chargement sismique.....	115
Figure 4.13 : Agrandissement de la courbe de chargement.....	115
Figure 4.14 : Evaluation des déplacements des déplacements verticaux de la fondation.....	116
Figure 4.15 : Pression verticale en fonction du temps.....	116
Figure 4.16 : Courbe de chargement sous un chargement sismique.....	116
Figure 4.17 : Agrandissement de la courbe de chargement.....	116
Figure 4.18 : Evaluation des déplacements des déplacements verticaux de la fondation.....	117
Figure 4.19 : Pression verticale en fonction du temps.....	117
Figure 4.20 : Courbe de chargement sous un chargement sismique.....	117
Figure 4.21 : Agrandissement de la courbe de chargement.....	117
Figure 4.22 : Evaluation des déplacements des déplacements verticaux de la fondation.....	118
Figure 4.23 : Pression verticale en fonction du temps.....	118
Figure 4.24 : Courbe de chargement sous un chargement sismique.....	118
Figure 4.25 : Agrandissement de la courbe de chargement.....	118

Figure 4.26 : Evaluation des déplacements des déplacements verticaux de la fondation.....	119
Figure 4.27 : Pression verticale en fonction du temps.....	119
Figure 4.28 : Courbe de chargement sous un chargement sismique.....	119
Figure 4.29 : Agrandissement de la courbe de chargement.....	119
Figure 4.30 : courbe de chargement (D/B=0).....	120
Figure 4.31 : courbe de chargement (D/B=1).....	120
Figure 4.32 : courbe de chargement (D/B=2).....	120
Figure 4.33 : courbe de chargement (D/B=0).....	120
Figure 4.34 : courbe de chargement (D/B=1).....	121
Figure 4.35 : courbe de chargement (D/B=2).....	121
Figure 4.36 : L'influence de l'amortissement sur la courbe de chargement de la fondation reposant sur un sol cohérent.....	122
Figure 4.37 : L'influence de l'amortissement sur la courbe de chargement de la fondation reposant sur un sol pulvérulent.....	122
Figure 4.38 : La raideur du système sol/fondation en surface (sable lâche).....	123
Figure 4.39 : La raideur du système sol/fondation ayant D/B=1 (sable lâche).....	123
Figure 4.40 : La raideur du système sol/fondation ayant D/B=2 (sable lâche).....	123
Figure 4.41 : La raideur du système sol/fondation en surface (argile molle).....	124
Figure 4.42 : La raideur du système sol/fondation ayant D/B=1 (argile molle).....	124
Figure 4.43 : La raideur du système sol/fondation ayant D/B=2 (argile molle).....	124
Figure 4.44 : Tassement en surface du massif sableux lâche en champ libre.....	127
Figure 4.45 : Tassement en surface du massif sableux dense en champ libre.....	127
Figure 4.46 : Courbe du coefficient cinématique en fonction du temps (s.dense).....	128
Figure 4.47 : Courbe du coefficient cinématique en fonction du temps (s.lache).....	128
Tab 1.1: Valeurs de d_{lim}/B en fonction de ϕ	26
Tab 1.2: Facteurs de l'effet de forme.....	29
Tab 1.3 : Valeurs de η	33
Tab 1.4 : Valeurs de I_k (semelle souple).....	35
Tab 1.5 : Valeurs de I_k (semelle rigide).....	35
Tab 1.6 : Valeurs de α	37
Tab 2.1 : Valeurs des paramètres numériques utilisés dans l'expression.....	77
Tab 2.1 : Récapitulation des travaux sur la capacité portantes sismique des fondations superficielles filantes.....	78
Tab 3.1 : Caractéristiques des sols purement cohérents.....	83

Tab 3.2 : Caractéristiques des sols purement cohérents.....	84
Tab 3.3 : Les valeurs de l'ajustement.....	95
Tab 3.4 : Les valeurs de l'ajustement.....	97
Tab 3.5 : Valeurs q_u [kPa] pour une semelle filante selon divers auteurs.....	100
Tab 3.6 : Valeurs q_u [kPa] pour une semelle circulaire selon divers auteurs.....	10
Tab.4.1 : Caractéristiques des massifs de sols purement cohérents.....	116
Tab 4.2 : Caractéristiques des massifs de sols purement pulvérulents.....	116

TABLE DES MATIERES

RÉSUMÉ

REMERCIEMENTS

DEDICACES

TABLES DES MATIERES

Liste des symboles

Liste des illustrations, graphique et tableaux

INTRODUCTION16

CHAPITRE 1 : CAPACITE PORTANTE STATIQUE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES (ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE)

1. Introduction	18
2. Type de rupture par portance.....	19
2.1 Rupture par cisaillement généralisé.....	19
2.2 Rupture par cisaillement local.....	20
2.3 Rupture par poinçonnement.....	21
3. Charge ultime d'une fondation superficielle.....	22
3.1 Pression ultime q_u pour une semelle filante dans un sol de grande épaisseur et chargée verticalement.....	23
3.2 Pression ultime q_u pour une semelle filante dans un sol de grande épaisseur supportant une charge centrée et inclinée.....	24
3.3 Pression ultime q_u pour une semelle filante dans un sol de grande épaisseur supportant une charge verticale et excentrée.....	25
3.4 Pression ultime q_u pour une semelle filante chargée verticalement et ancrée dans un sol près d'une pente.....	25
3.5 Pression ultime q_u pour une semelle continue exerçant une charge verticale et centrée sur un sol bicouche.....	27
3.6 Pression ultime q_u pour une semelle continue exerçant une charge	

verticale et centrée sur un sol multicouche.....	28
3.7 Pression ultime q_u pour une semelle rectangulaire ou circulaire exerçant une charge verticale et centrée sur un sol de grande épaisseur.....	28
3.7.1 Cas de présence d'une nappe d'eau.....	29
3.8 Cas général d'une fondation superficielle.....	29
4. Calcul réglementaire des contraintes admissibles.....	29
4.1 Contrainte admissible sous une semelle continue.....	30
4.2 Contrainte admissible sous une semelle isolée.....	30
4.3 Contrainte admissible sous une semelle circulaire.....	30
5. Tassement des fondations superficielles.....	31
5.2 Calcul des tassements instantanés.....	31
5.3 Calcul des tassements de consolidation primaire.....	35
5.4 Calcul des tassements de consolidation secondaire.....	37
6. Conclusion.....	38

CHAPITRE 2: CAPACITE PORTANTE SISMIQUE DES FONDATIONS

SUPERFICIELLES (Étude bibliographique)

1. Introduction	39
2. Seismes historiques du génie parasismique.....	40
2.1. Les séismes de San Francisco (États-Unis) de 1906 et de Kanto (Japon) de 1923.....	41
2.2 Le séisme de Niigata (Japon) de 1964.....	42
2.3 Le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique) de 1985.....	44
2.4 Séisme de Boumerdes.....	45
3. Description des ruptures sismiques de fondation.....	46
3.1 Ruptures sismiques de fondations : Susceptibilité des sols.....	46
3.2 Description de la sollicitation au niveau de la fondation.....	48
3.3 Description du mécanisme de rupture sismique de fondation	49
3.4 Vérification expérimentale.....	50
3.5 Observations et remarques supplémentaires.....	55
4. Rappel de résultats existants sur la semelle filante.....	57
4.2 Traitement dans le cadre de la formulation classique.....	58
4.3 Facteur N_γ	65
5. Capacité portante du sol en pente.....	67
5.1 Semelle filante.....	67

5.2 Facteurs de la capacité portante sismique.....	70
6. Adaptation aux normes européennes.....	75
7. Conclusion.....	78
CHAPITRE 3 : MODELISATION DE L'EFFET DU COMPORTEMENT	
STATIQUE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES	
1. Introduction.....	79
2.Présentation du logiciel Plaxis.....	79
2.1 Programme d'entrée des données (INPUT).....	80
2.2 Programme de calculs (CALCULATION)	80
2.3 Programme de résultats (OUTPUT).....	80
2.4 Programme courbes (CURVES).....	80
3 Analyse dimensionnelle.....	80
3.1 Etude paramétrique.....	81
4. Définition des paramètres de l'étude.....	82
5. Caractéristiques des matériaux	
5.1 Caractéristiques des massifs de sols et leur loi de comportement.....	83
5.2 Caractéristiques de la fondation et des parois.....	84
5.2.1 Interface sol fondation.....	84
5.2.2 Discrétisation spatiale du système sol/fondation	85
6. Présentation des résultats.....	89
7. Interprétation des résultats	
7.1 Comportement des fondations filantes.....	93
7.1.1 Capacité portante.....	93
7.1.2 Influence de l'élancement sur la capacité portante.....	94
7.1.3 Détermination de la pente initiale (α).....	95
7.1.4 Influence de l'élancement sur la pente α	96
7.2 Comportement des fondations circulaires	97
7.2.1 Influence de l'élancement sur la capacité portante.....	97
7.2.2 Influence de l'élancement sur la pente α	98
8. Comparaison de résultats	
8 .1 Capacité portante	100
8 .2 Le facteur N_c	101
8 .3 Facteur N_γ	102
9. Conclusion.....	102

CHAPITRE 4 : MODELISATION NUMERIQUE DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES FONDATIONS FILANTES

1. Introduction.....	104
2. Présentation du module d'analyse dynamique.....	104
2.1 Vibration source.....	105
2.2 Problème sismique.....	105
2.3 Charges et conditions aux limites.....	105
2.4 Limites sismiques standards.....	106
3. Analyse dimensionnelle.....	106
3.1 Définition des données.....	107
3.2 Modèle d'éléments finis.....	107
3.2.1 L'élancement relatif de la fondation D/B.....	109
3.2.2 Angle de frottement du sol ϕ	109
3.2.3 Coefficient de poisson (ν).....	110
3.2.4 Cohésion.....	110
3.2.5 Caractéristiques des matériaux.....	110
3.2.6 Caractéristiques de la fondation et des parois.....	111
3.2.7 Caractéristique de l'interface.....	111
3.2.8 Amortissement de Rayleigh.....	111
3.2.9 Détermination les coefficients de l'amortissement de Rayleigh.....	111
3.2.10 Charges dynamiques.....	113
4. Présentation des résultats.....	114
5. Interprétation des résultats	
5.1 Capacité portante.....	121
5.2 Effet de l'élancement.....	122
5.3 Effet de l'amortissement.....	123
5.4 Raideur du système sol/fondation.....	124
5.5 Etude du facteur d'interaction cinématique.....	126
5.5.1 Utilité.....	126
5.5.2 Présentation de <i>SHAKE</i>	126
5.6 Résultats et interprétation.....	128
6. Conclusion.....	129
CONCLUSION GENERALE.....	130

REFERENCES.....132

ANNEXES

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

- B : largeur de la fondation.
B' : largeur fictive de la semelle.
C : cohésion.
C_{uu} : cohésion non drainée.
D : ancrage de la fondation.
e : excentricité de la charge.
d : distance par rapport à la crête du talus.
F_s : facteur de sécurité.
H : épaisseur de la couche de sol.
L : longueur de la fondation.
Z : profondeur par rapport à la base de la semelle.
 σ_{v0} : contrainte du sol.
N_c : terme du à la cohésion.
N _{γ} : terme du au poids des terres.
N _{ϕ} : terme du à la surcharge.
q_u : charge ultime.
q_{ad} : contrainte admissible.
 ϕ : angle de frottement interne du sol.
 δ : angle d'inclinaison de la charge.
i_c, i_c : facteur de réduction de la portance du sol.
 β : angle d'inclinaison du talus.
 η : facteur d'influence de la nappe d'eau.
 ρ : rayon moyen.
 ν : coefficient de poisson.
 γ : poids volumique du sol.
E : module d'Young.
H_i : épaisseur de la couche (i).
I, I_w : facteurs d'influence du tassement.

Sic: tassement au centre de la fondation.
Sib : tassement au bord de la fondation.
R : rayon de la fondation.
Cs : coefficient de surconsolidation.
Cc : coefficient de compression.
 e_0 : indice des vides.
 W_L : limite de liquidité.
A : coefficient de pression interstitielle.
 C_α : indice de compression secondaire.
t : temps.
Cf : coefficient du fluage.
N : effort normal
V : effort tranchant.
M : moment.
Ra : résultante des forces en état actif.
Rp : résultante des forces en état passif.
 K_{AE} : coefficient des pressions des terres (poussée).
 K_{PE} : coefficient des pressions des terres (butée).
 K_h : coefficient d'accélération sismique horizontale.
 K_v : coefficient d'accélération sismique verticale.
 Ψ : angle de dilatance.
 τ : contrainte de cisaillement.
 N_{CE} : terme du à la cohésion dans le cas sismique.
 $N_{\gamma E}$: terme du au poids des terres dans le cas sismique.
 $N_{\phi E}$: terme du à la surcharge dans le cas sismique.
Is : facteur d'interaction cinématique.

INTRODUCTION

La prédiction de la réponse sismique des fondations se pose comme un problème courant dans le domaine du génie civil et parasismique, et la raison n'est autre que le grand nombre de dommages signalés au niveau des fondations de structures de génie civil, en particulier lors de séismes très récents.

Le présent travail vise à contribuer à l'étude numérique de la réponse sismique des fondations continues dans des massifs homogène par le biais de la méthode des éléments finis.

Le mémoire est subdivisé en quatre chapitres:

Le premier chapitre est consacré à une présentation générale de la capacité portante statique des fondations superficielles reposant sur un massif semi infini et homogène. Une revue de méthodes proposées et disponibles dans la littérature géotechnique a été présentée. Un bref exposé des méthodes principales d'estimation des tassements à partir des essais de laboratoire, et ce pour un sol cohérent et un sol frottant. A la fin de chapitre une conclusion est donnée pour synthétiser ce qui a été présentée.

Le deuxième chapitre présente toujours dans le cadre de la recherche bibliographique, la capacité portante sismique des fondations superficielles. On commence par l'historique des séismes marquant l'histoire du génie parasismique géotechnique ces dernières années, ainsi qu'une description qualitative des ruptures des fondations observées sur le site. Un exposé des résultats déjà disponible par différentes méthodes pour le cas des semelles filantes, à la fin de ce chapitre on présente une conclusion sur les approches présentée.

Le troisième chapitre concerne les simulations numériques réalisées avec le code de calcul en éléments finis Plaxis. On présente d'abord une introduction générale et les problèmes géotechniques qui peuvent être menés par Plaxis, puis l'analyse dimensionnelle et l'étude paramétrique afin d'apprécier l'influence d'un paramètre sur la réponse d'un modèle sol/fondation, ainsi que les caractéristiques des matériaux intervenant dans la modélisation et les options retenues pour la discrétisation du modèle sol/fondation. La finalité de ce chapitre est réservée à la détermination la formule de capacité portante statique pour une semelle filante ou circulaire reposant sur un massif cohérent ou frottant.

Le dernier chapitre traite la modélisation du comportement sismique des fondations superficielles par le biais des éléments finis. On présente le module d'analyse dynamique de Plaxis ainsi que les chargements dynamiques à considérer dans Plaxis, puis l'analyse dimensionnelle et une étude paramétrique pour déterminer la réponse sismique du modèle sol/fondation. Une analyse en champ libre par Shake est menée afin de tenter de déterminer le coefficient d'interaction cinématique qui est à notre connaissance ignoré à l'état actuel.

On termine ce travail en soulevant les principaux résultats à retenir et les perspectives de futures recherches.

CHAPITRE 1

CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES A PARTIR DES ESSAIS DE LABORATOIRE.

1 Introduction

La fondation d'un ouvrage est l'organe qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage. Pour pouvoir remplir le rôle de support qu'on lui demande, l'assise doit posséder certaines qualités. En particulier, il faut que cette assise présente une résistance suffisante à la rupture.

Une fondation est définie par les caractéristiques géométriques suivantes :

- La largeur B qui est le plus petit coté de la semelle.
- La longueur L correspond au grand coté. Il convient de distinguer les semelles par leurs formes :
 - Les semelles carrées $L=B$
 - Les semelles rectangulaires isolées $B < L < 5B$.
 - Les semelles rectangulaires continues $L > 5B$.
 - Les semelles circulaires.
- La hauteur d'encastrement D, elle est l'épaisseur minimale des terres au dessus du niveau de la fondation.

La fondation est considérée comme superficielle si l'élancement (D/B) est inférieur ou égal à 4.

Si $D/B > 10$, la fondation est dite profonde (pieux, barrettes,...etc.)

Si $4 < D/B < 10$, la fondation est dite semi profonde ou puits.

La rupture d'une fondation superficielle peut se produire de deux manières :

- Par cisaillement du sol supportant la fondation.
- Par le tassement excessif du sol soutenant la fondation.

Le présent chapitre a pour but d'exposer les méthodes de calcul de la capacité portante statique des fondations superficielles à partir des essais de laboratoire.

2 Type de rupture par portance

La figure 1.1 montre une fondation superficielle de largeur B située à une profondeur D au sein d'un massif de grande épaisseur. Si cette fondation est soumise à une charge Q croissante, la pression q augmente et la fondation subit un tassement croissant.

Lorsque le sol atteint la charge maximale qu'il peut supporter, trois types de rupture sont définis [1]:

2.1 Rupture par cisaillement généralisé :

Ce type de rupture se produit quand la pression q devient égale à q_u , le sol sous la fondation subit soudain une rupture par cisaillement et q_u s'appelle *capacité portante*. La surface de rupture dans le sol est montrée dans la figure 1.1 avec une courbe typique $q=f(s)$.

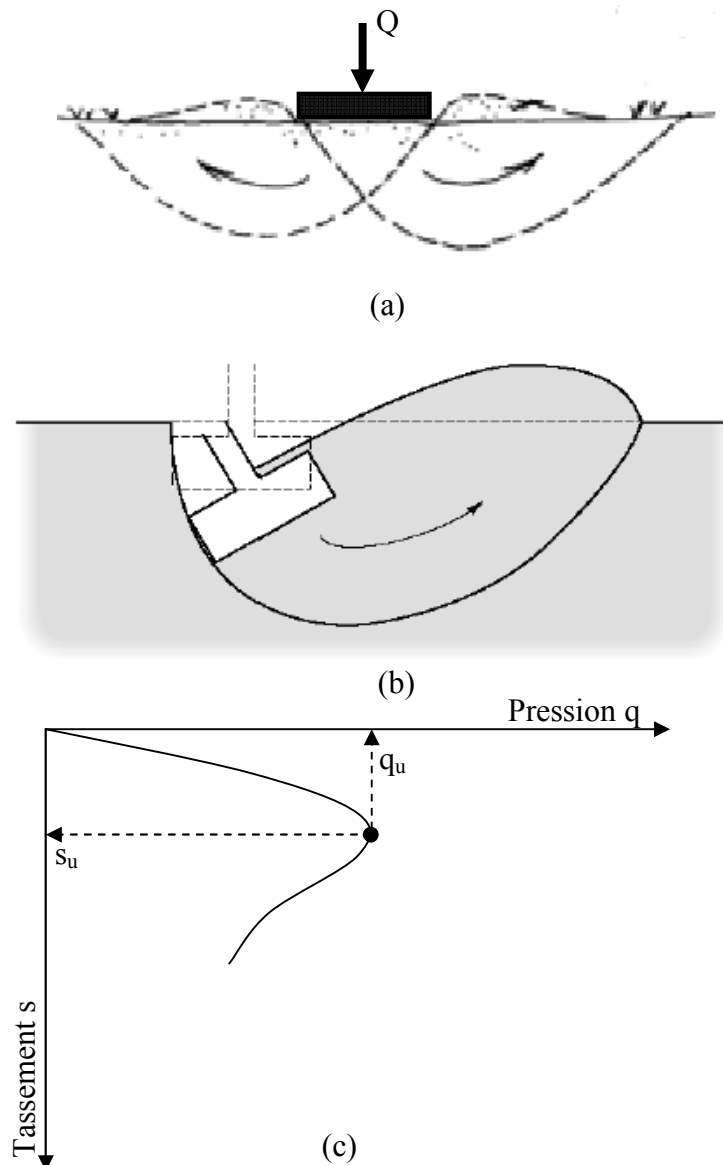


Figure 1.1 : Rupture par cisaillement général dans le sol

2.2 Rupture par cisaillement local :

Si la même fondation est posée sur un sable moyen ou un sol argileux, la courbe de chargement $q = f(s)$ illustrée à la figure 1.2 (b), montre que q augmente avec le tassement jusqu'à $q = q_u(1)$, qui est selon Vesic (1963) la première charge de rupture ou la surface de rupture développée dans le sol sera comme montrée par des lignes solides (figure 1.2(a)).

Cependant si q atteint $q_u(2)$, la surface de rupture s'étend jusqu'à la surface du sol sous la base comme schématisé à la figure 1.2(a) et le sol subit une rupture par cisaillement local. Au-delà de cette charge, la courbe $q = f(s)$ prend une forme linéaire et on n'observe jamais une charge maximale (figure 1.2 (b)).

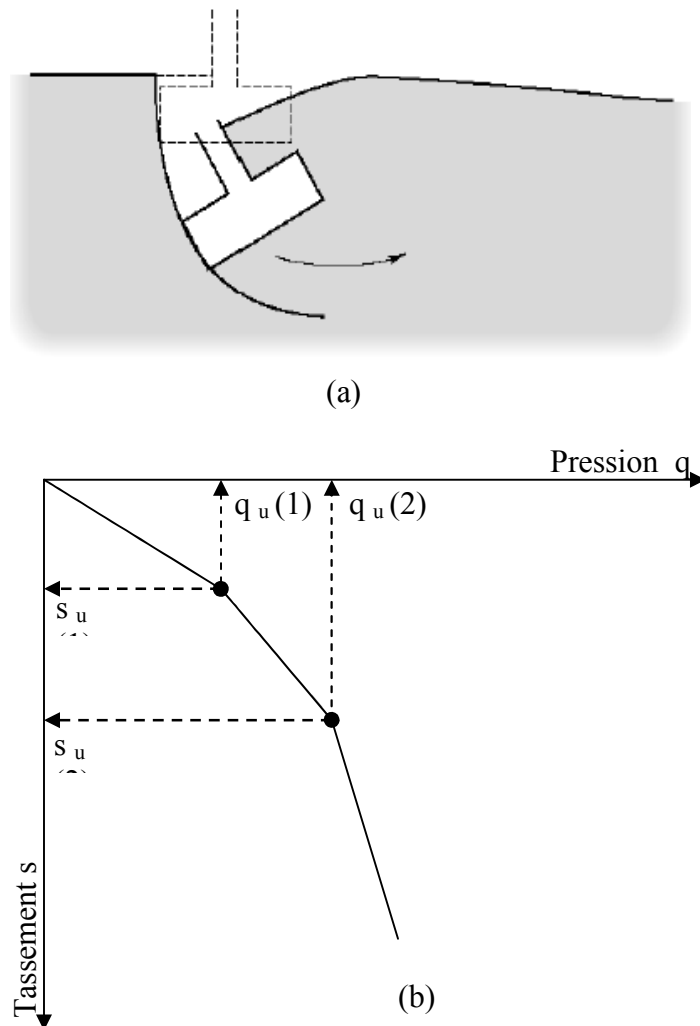


Figure 1.2 : Rupture par cisaillement local dans le sol.

2.3 Rupture par poinçonnement

La figure 1.3 montre la même fondation au sein d'un sable lâche ou un sol argileux mou. Dans ce cas, avec la courbe de charge-déplacement correspondante, on n'observe jamais une valeur maximale de la pression q . on parle de rupture par poinçonnement lorsque la capacité portante q_u correspond à un seuil au delà duquel $\frac{\Delta s}{\Delta q}$ devient grand et pratiquement constant.

On doit préciser que le type de rupture dans le sol ne dépend pas seulement de la nature du tassement mais aussi de l'élancement D/B et la densité relative comme le montre la figure 1.4. On constate que pour les deux types de fondation (circulaire et continue) la rupture par cisaillement local se produit pour une densité relative $Dr < 50\%$ et une rupture générale par cisaillement pour $50 < Dr < 100\%$, cela pour un élancement $D/B < 5$.

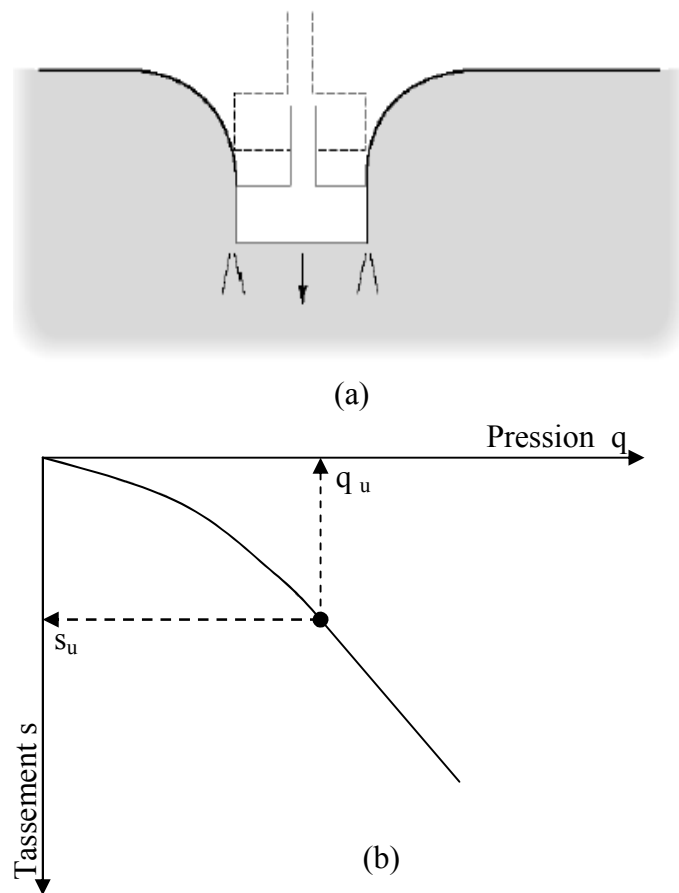


Figure 1.3 : Rupture par poinçonnement dans le sol

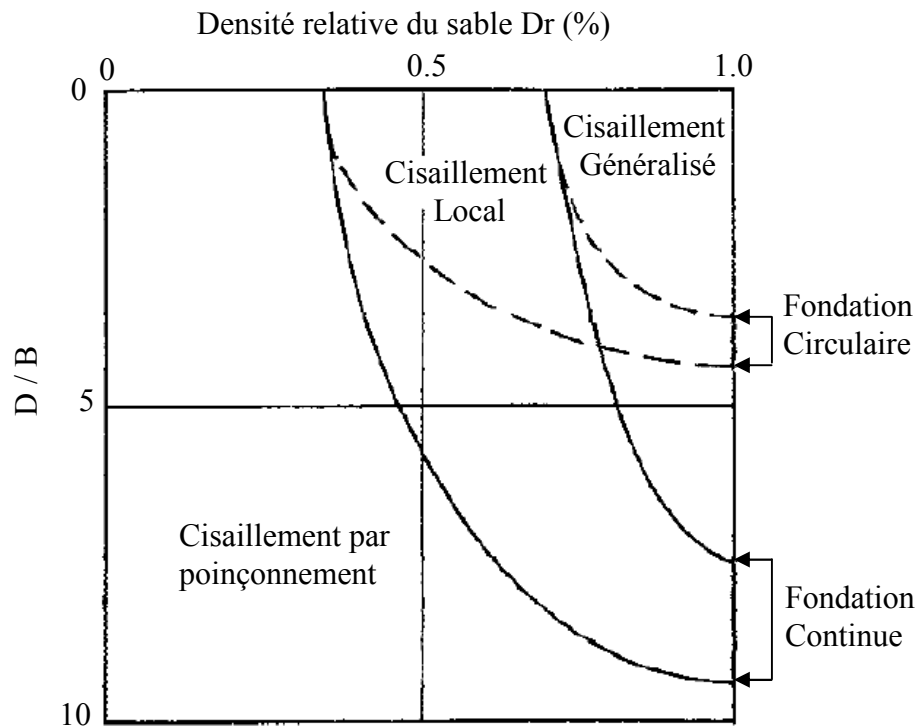


Figure 1.4 : Variation de la nature de rupture de portance en sable en fonction de la densité relative et l'élancement D/B (Vesic 1973).

Cependant, pour un grand élancement compris entre $5 < D/B < 10$ et une densité relative $50 < Dr < 100\%$, le sol subira une rupture par poinçonnement, suite à des essais sur modèles réduits de laboratoire et en vraie grandeur menés par Vesic (1963).

3 Charge ultime d'une fondation superficielle.

On appelle pression ultime q_u , la valeur limite de la pression supposée uniforme exercée par une fondation superficielle, pour laquelle on atteint la résistance admise du sol.

La détermination de cette pression ultime constitue une application de la théorie de la pression des terres. Comme dans celle-ci, on considère donc un phénomène plan et on étudie la stabilité du seul milieu situé au dessous de la surface libre fictive constituée par le plan de fondation. Pour obtenir la résistance totale on ajoute plusieurs systèmes en équilibre limite. Le massif défini au paravent est considéré comme pesant sans surcharge, puis non pesant mais chargé par les terres se trouvant de part et d'autre de la fondation ; enfin si le milieu possède de la cohésion, la théorie des états correspondants montre que cette dernière agit comme une surcharge hydrostatique.

3.1 Pression ultime q_u pour une semelle filante dans un sol de grande épaisseur et chargée verticalement.

Le mode de rupture des fondations superficielles avait été observé expérimentalement bien avant Sokolowski. Le phénomène avait notamment été étudié pour la première fois par Prandtl pour expliquer la rupture d'un métal sous l'effet d'un poinçon (voire figure 1.5).

Au prix d'un certain nombre d'hypothèses simplificatrices, Prandtl avait pu déterminer analytiquement la forme des lignes de glissement composées de droites et de spirales logarithmiques. La pression ultime q_u s'exprime alors comme la somme d'un terme $q_0.N_q$ dû à la surcharge et d'un terme $C.N_c$ dû à la cohésion C .

$$q_u = q_0.N_q + C.N_c \quad 1.1$$

Nous remarquons que cette expression ne tient pas compte de l'influence du poids propre sur la résistance au cisaillement le long de la ligne de glissement. Cependant dans le cas d'un sol, les ordres de grandeur, des résistances dues à ces différents phénomènes sont comparables et l'influence du poids propre ne peut plus être négligée. L'expression [1.1] devient alors.

$$q_u = q_0.N_q + \frac{1}{2}\gamma.B.N_\gamma + C.N_c \quad 1.2$$

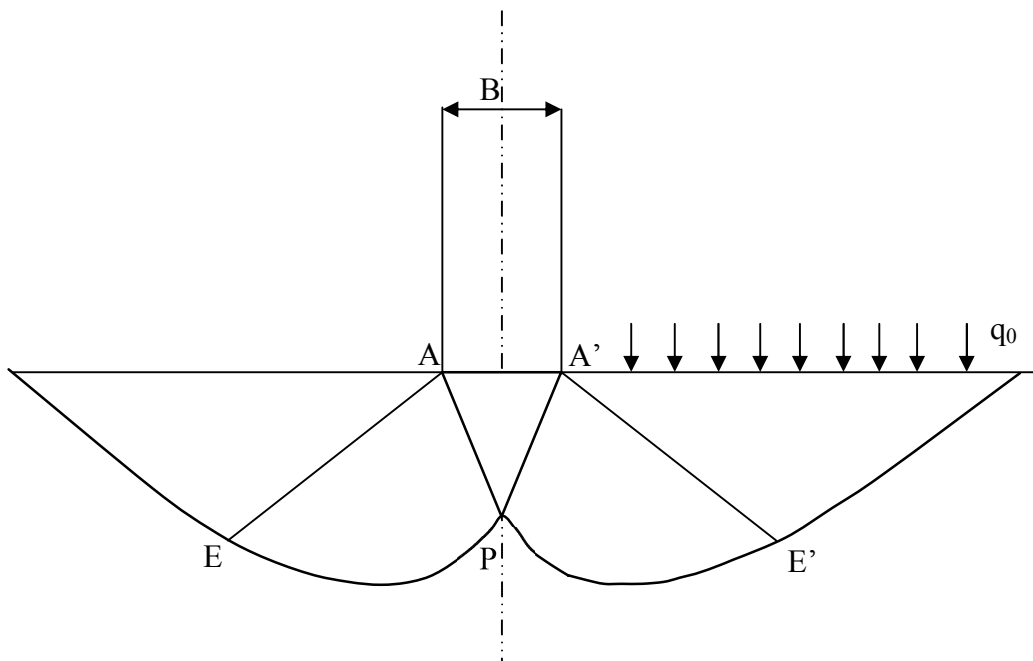


Figure 1.5: Mécanisme de rupture symétrique d'un métal d'après Prandtl.

Pour faciliter l'utilisation de cette formule les valeurs des coefficients N_γ , N_q et N_c sont données en fonction du frottement φ du milieu.

$$N_q = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \cdot e^{\pi \cdot \text{tg} \varphi} \quad 1.3$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi \quad 1.4$$

$$N_\gamma \approx 2(N_q + 1) \cdot \text{tg} \varphi \quad 1.5$$

3.2 Pression ultime q_u pour une semelle filante dans un sol de grande épaisseur supportant une charge centrée et inclinée.

Ce problème a été étudié suivant la méthode de Robert (1948) et Lebegue (1972) par extrapolation des formules classiques de Caquot et Kérisel (voire figure 1.6).

Dans ce cas la contrainte transmise par la fondation n'est plus une contrainte principale puisqu'elle possède une composante tangentielle.

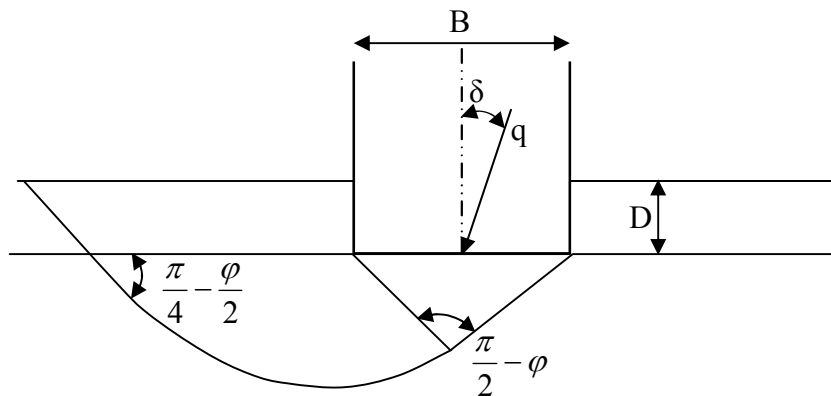


Figure 1.6: Fondation chargée obliquement

La pression ultime s'exprime alors par l'expression suivante.

$$q_u = q_0 \cdot N_q \cdot i_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot i_\gamma + C \cdot N_c \cdot i_c \quad 1.6$$

Selon le règlement canadien CFEM 85

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\delta}{90}\right)^2 \quad 1.7$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 \quad 1.8$$

L'angle δ s'exprime en degré.

3.3 Pression ultime q_u pour une semelle filante dans un sol de grande épaisseur supportant une charge verticale et excentrée.

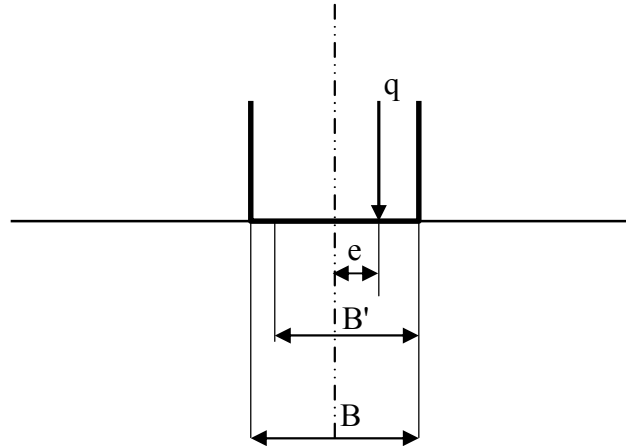


Figure 1.7: Fondation recevant une charge excentrée

Dans ce cas, on peut faire un raisonnement de Meyerhof (1953). Il s'agit de considérer que la charge est centrée sur une semelle de longueur fictive (voire figure 1.7).

$$B' = B - 2.e \quad 1.9$$

Avec e l'excentricité de la charge.

L'expression de la pression ultime s'écrit comme suit :

$$q_u = q_0.N_q + \frac{1}{2}\gamma.B'.N_\gamma + C.N_c \quad 1.10$$

3.4 Pression ultime q_u pour une semelle filante chargée verticalement et ancrée dans un sol près d'une pente.

Ce problème a été étudié par Giroud et Tran-Vo-Nhiem (1972) qui ont montré que la proximité d'un sol en pente d'angle β par rapport à l'horizontale a pour effet de réduire la capacité portante (voire figure 1.8).

Selon Cassan (1978), il existe une distance limite d_{lim} à partir de laquelle la présence d'un talus n'a aucun effet sur la portance de la semelle (voire figure 1.9).

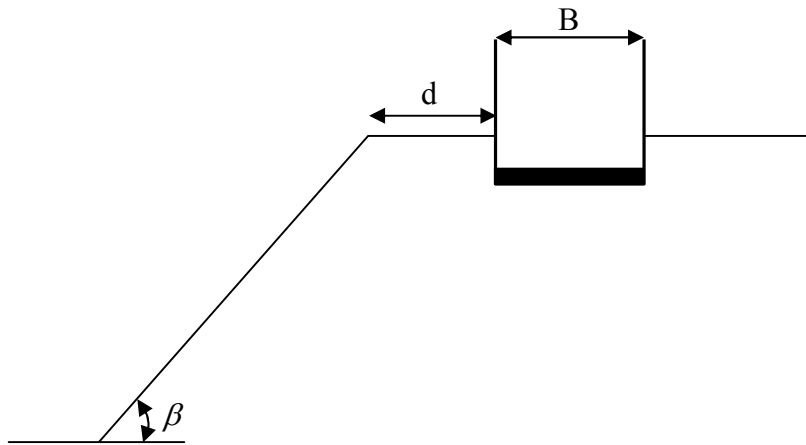
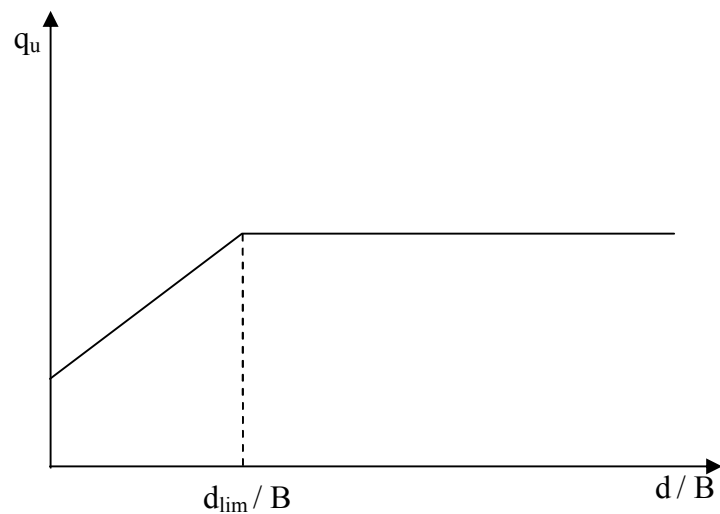


Figure 1.8: Fondation à proximité d'un talus

Le tableau 1.1 donne les valeurs de la distance limite en fonction de l'angle de frottement.

Tab 1.1: Valeurs de d_{lim}/B en fonction de φ .

φ °	0	25	30	40
d_{lim}/B	1.0	1.5	2.0	5.0

Figure 1.9: Effet de la présence de talus sur q_u

La pression limite verticale sous une fondation lorsque ($d=0$) est donnée par :

$$q_u = q_0 \cdot N_{q\beta} + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma\beta} \cdot \cos \beta + C \cdot N_{c\beta} \quad 1.11$$

Avec

$$N_{q\beta} = \frac{(1 + \sin \varphi) \cdot \cos \beta}{[1 - \sin \varphi \cdot \cos(\Gamma - \delta')] } e^{(\pi + \delta' - \Gamma - 2 \cdot \beta) \cdot \text{tg} \varphi} \quad 1.12$$

$$N_{q\beta} = \frac{N_{q\beta}}{\frac{\cos \beta}{\text{tg} \varphi}} - 1 \quad 1.13$$

$$\sin \Gamma = \frac{\sin \delta'}{\text{tg} \varphi} \quad \text{Et} \quad \text{tg} \delta' = \frac{\sin \beta}{\cos \beta + \frac{c \cdot \cot g \varphi}{\gamma \cdot D \cdot \cos \beta}}$$

Pour un sol cohérent ($\varphi = 0$).

$$N_{\gamma\beta} = 0 \quad N_{q\beta} = \cos \beta \quad \text{Et} \quad N_{c\beta} = \pi + 1 + \cos \omega - \omega - 2\beta \quad 1.14$$

$$\sin \omega = \frac{\gamma \cdot D \cdot \cos \beta}{C} \cdot \sin \beta$$

Les angles exprimés en radian.

Dans le cas ($\varphi \neq 0$), les valeurs de $N_{\gamma\beta}$ sont disponibles dans la littérature.

3.5 Pression ultime q_u pour une semelle continue exerçant une charge verticale et centrée sur un sol bicouche.

On distingue les cas suivants :

$H > 4 \cdot B$: Le sol se comporte comme un massif semi infini

$H < 4 \cdot B$: La couche (1) risque d'être poinçonnée pour des raisons de sécurité, considérer que la fondation est posée sur la couche (2).

$1.5 \leq \frac{H}{B} \leq 4$: Il s'agit d'un cas intermédiaire ou il faut vérifier la portance des deux couches selon la méthode de la semelle fictive. Cette méthode consiste la diffusion des contraintes verticales avec la profondeur ayant un angle de 26.6° par rapport à la verticale (voire figure1.10).

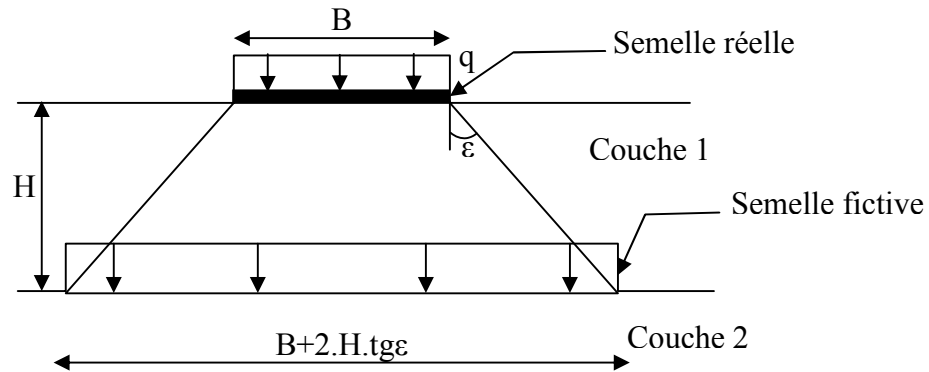


Figure 1.10: Méthode de la semelle fictive

La profondeur Z par rapport à la base d'une semelle continue.

$$\Delta\sigma = \frac{q \cdot B}{B + Z} \quad 1.15$$

Cette pression agit à la base d'une semelle fictive ayant une largeur $B+Z$, dans le cas général d'une fondation rectangulaire, on aura

$$\Delta\sigma = \frac{q \cdot B \cdot L}{(B + Z)(L + Z)} \quad 1.16$$

La semelle fictive aura les dimensions $(L+Z)$ et $(B+Z)$. on doit donc faire les vérifications suivantes.

- Couche1 $q \leq q_u$
- Couche2 $\sigma_v + \Delta\sigma \leq q_u$

3.6 Pression ultime q_u pour une semelle continue exerçant une charge verticale et centrée sur un sol multicouche.

Il existe des approches pour l'analyse de la capacité portante, notamment la méthode de cercles de glissement (Obin et Giroud 1972) et celle de la semelle fictive.

En pratique des essais in situ sont bien adaptés à l'étude de ce problème.

3.7 Pression ultime q_u pour une semelle rectangulaire ou circulaire exerçant une charge verticale et centrée sur un sol de grande épaisseur.

Le problème a été analysé expérimentalement par DE BEER (1970) pour faire face à l'effet de forme de la base de la fondation.

Ces derniers ont introduit des facteurs empiriques de correction comme suit.

$$q_u = q_0 \cdot N_q \cdot f_q + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot f_\gamma + C \cdot N_c \cdot f_c \quad 1.17$$

Les expressions des facteurs f sont données par le tableau 1.2.

Tab 1.2: Facteurs de l'effet de forme

Forme	L/B	f_γ	f_q	f_c
Rectangle	> 5	1	1	1
Rectangle	≤ 5	$1 - 0,4 \cdot B/L$	$1 + (tg\varphi) \cdot B/L$	$1 + (N_q / N_c) \cdot B/L$
cercle	1	0.6	$1 + tg\varphi$	$1 + (N_q / N_c)$

3.7.1 Cas de présence d'une nappe d'eau.

Selon Giroud (1973), si une nappe d'eau se trouve à une hauteur H par rapport à la base de la semelle, on distingue deux cas :

$H > B \cdot \eta(\varphi)$: La nappe n'a aucun effet sur la capacité portante de la semelle.

$H \leq B \cdot \eta(\varphi)$: Il y a lieu de considérer l'effet de la nappe d'eau à la base de la semelle.

3.8 Cas général d'une fondation superficielle.

Les cas précédents peuvent se présenter simultanément la solution du problème par la superposition des solutions précédentes.

$$q_u = q_0 \cdot N_q \cdot (i_q, \xi_q f_q) + \frac{1}{2} \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot (i_\gamma, \xi_\gamma f_\gamma) + C \cdot N_c \cdot (i_c, \xi_c f_c) \quad 1.18$$

4. Calcul réglementaire de contrainte admissible

Le règlement utilisé actuellement en Algérie est celui du DTU-13.1 qui est un calcul en contraintes admissibles. Pour le cas du coefficient de sécurité est défini d'une manière suivante.

$$F_s = \frac{q_u - \gamma \cdot D}{q_{ad} - \gamma \cdot D} \quad 1.19$$

D'où

$$q_{ad} = \gamma \cdot D + \frac{q_u - \gamma \cdot D}{F_s} \quad 1.20$$

Avec

Fs=3 selon DTU-13.1

Fs=2 selon DTU-13.12

Remarque

Le règlement DTU-13.12 est utilisé en France, qui est un calcul aux états limites.

4.1 Contrainte admissible sous une semelle continue ($L > 5.B$)

La pression admissible sous une semelle continue est caractérisée par un rayon moyen

$$\rho = \frac{B}{2 \cdot \left(1 + \frac{B}{L} \right)} \quad 1.21$$

La pression admissible est calculée comme suit :

A court terme ($\varphi=0$).

$$q_{ad} = \gamma \cdot D + \frac{5.14 Cu}{F_s} \quad 1.22$$

A long terme.

$$q_{ad} = \gamma \cdot D + \frac{\rho \cdot \gamma \cdot N_\gamma(\varphi') + \gamma \cdot D [N_q(\varphi') - 1] + C' \cdot N_c(\varphi')}{F_s} \quad 1.23$$

4.2 Contrainte admissible sous une semelle isolée ($L \leq 5.B$)

La pression admissible à court terme est donnée par :

$$q_{ad} = \gamma \cdot D + \frac{5.14 Cu(1 + 0,3.B/L)}{F_s} \quad 1.24$$

A long terme par :

$$q_{ad} = \gamma \cdot D + \frac{\rho \cdot \gamma \cdot N_\gamma(\varphi') + \gamma \cdot D [N_q(\varphi') - 1] + 1.3 C' \cdot N_c(\varphi')}{F_s} \quad 1.25$$

4.3 Contrainte admissible sous une semelle circulaire :

A court terme, on peut l'assimiler à une semelle carrée ($L = B$) et utiliser la formule de la semelle isolée.

A long terme par :

$$q_{ad} = \gamma \cdot D + \frac{0.6 \cdot R \cdot \gamma \cdot N_{\gamma}(\varphi') + \gamma \cdot D [N_q(\varphi') - 1] + C' \cdot N_c(\varphi')}{F_s} \quad 1.26$$

5. Tassement des fondations superficielles

5.1 Introduction

Le tassement d'un ouvrage est un phénomène d'interaction sol fondation, souvent il s'agit de l'action de la fondation sur le sol, par le biais des surcharges qui lui sont transmises.

Le tassement de la fondation s'exprime en général comme la somme de trois composantes ; celle due à un tassement instantané ; l'autre due à une consolidation primaire et la dernière due à la consolidation secondaire (fluage).

5.2 Calcul de tassement instantané

Le tassement instantané (S_i) se manifeste au début du chargement suite à une déformation du sol à volume constant. On retrouve ce type de tassement dans les sols pulvérulents.

Le calcul du tassement instantané se base sur les méthodes d'élasticité appliquées aux massifs.

5.2.1 Cas d'un massif homogène de grande épaisseur

5.2.1.1 Fondation rectangulaire.

a) Fondation souple

Giroud (1968) a montré que

$$S_{ic} = \frac{2(1-\nu^2)}{E} B \cdot q \cdot I \quad 1.27$$

Avec :

$$I = \frac{1}{\pi} \ln(\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 1}) + \frac{\alpha}{\pi} \ln \left[\frac{1 + \sqrt{\alpha^2 + 1}}{\alpha} \right] \quad 1.28$$

$$\alpha = \frac{L}{B}$$

$$S_{ic} = 2 \cdot S_{ib}$$

S_{ic} : Tassement au centre

S_{ib} : Tassement au bord.

b) Fondation rigide

$$S_i = \frac{2(1-\nu^2)}{E} B \cdot q \cdot I \quad 1.29$$

Avec

$$I = \frac{1}{\pi} \operatorname{Ln}(\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 1}) + \frac{\alpha}{\pi} \operatorname{Ln} \left[\frac{1 + \sqrt{\alpha^2 + 1}}{\alpha} \right] + \frac{1 + \alpha^3 - (\alpha^2 + 1)^{3/2}}{3 \cdot \alpha \cdot \pi} \quad 1.30$$

$$S_{ic} = .S_{ib} .$$

5.2.1.2 Fondation circulaire

Dans ce cas on utilise la formule de Ahlvin et Ulery (1962)

a. Fondation souple

$$S_{ic} = \frac{2q \cdot R \cdot (1-\nu^2)}{E} \left(\sqrt{\alpha^2 + 1} - \alpha \right) \left(1 + \frac{\alpha}{2(1-\nu)\sqrt{\alpha^2 + 1}} \right) \quad 1.31$$

$$S_{ic} \approx 2S_{ib}$$

b. Fondation rigide

$$S_{ic} = \frac{(1-\nu^2)}{2 \cdot E} B \cdot q \cdot R \quad 1.32$$

Avec

$$\alpha = Z/R$$

5.2.2 Cas d'un massif homogène d'épaisseur limitée5.2.2.1 Fondation rectangulaire.a. Fondation souple

Dans ce cas, Giroud (1971), Meyerhof et Ueshita (1968) ont montré que :

$$S_{ic} = \frac{2 \cdot q \cdot B}{E} P_H \quad 1.33$$

b. Fondation rigide

$$S_{ic} = \frac{q \cdot B}{E} P_{Hm} \dots\dots\dots 1.34$$

Les facteurs d'influence du tassement Ph et Pm sont données dans la littérature.

5.2.2.2 Fondation circulaire

a. Fondation souple

Selon Milovitch (1970) a montré que le tassement d'un point de la surface distant de r de l'axe vertical d'une fondation est donnée par :

$$S_{ir} = \frac{2 \cdot q \cdot R}{E} \cdot I_w \quad 1.34$$

Les valeurs du facteur I_w sont données dans la littérature.

b. Fondation rigide

Poulos (1968) a montré que :

$$S_i = \frac{q \cdot R}{E} \cdot \eta \quad 1.35$$

Les valeurs de η sont récapitulées dans le tableau 1.3.

Tab 1.3 : valeurs de η

H/R	0.20	0.40	0.60	0.80	1.00	2.50	5.00	∞
η (v=0.2)	0.16	0.32	0.44	0.56	0.67	1.07	1.29	1.50
η (v=0.5)	0.03	0.08	0.17	0.26	0.34	0.71	0.93	1.20

En plus, selon Giroud pour un massif reposant sur un substratum et ayant une épaisseur plus grande que $6R$, dans les calculs du tassement instantané on peut négliger la présence du substratum et considérer le sol de profondeur infinie.

5.2.3 Cas d'un sol stratifié

5.2.3.1 Fondation rectangulaire.

a. Fondation souple

Dans ce cas (voire figure 1.11), on utilise la méthode de Steindrainer (1934)

$$S_{ic} = \left[\sum_{k=1}^{N-1} \left(\frac{I_{k+1} - I_k}{E_k} \right) + \frac{I_N}{E_N} \right] 2 \cdot q \cdot B \quad 1.36$$

$$I_k = (1 - \nu_k^2) F_1^k + (1 - \nu_k - 2\nu_k^2) F_2^2 \quad 1.37$$

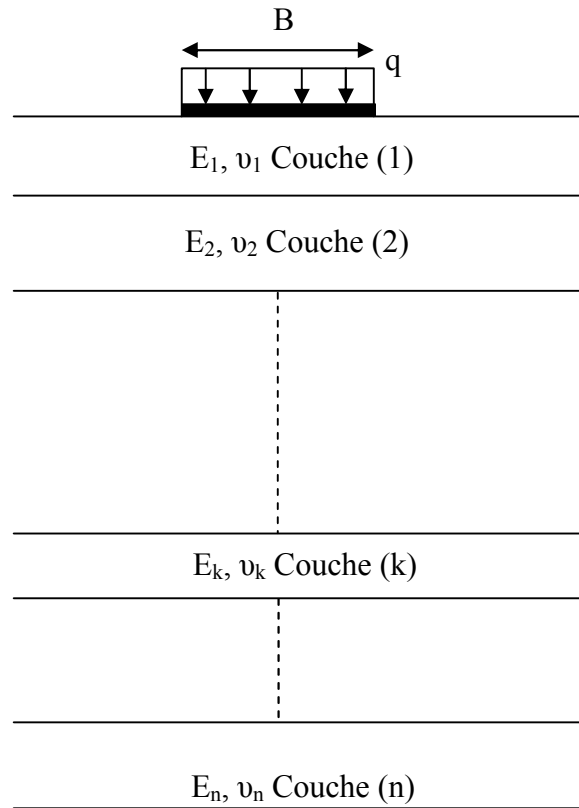


Figure 1.11 : fondation repose sur un sol stratifié.

$$F_1 = \frac{1}{\pi} \cdot m \cdot Ln \left(\frac{1 + \sqrt{m^2 + 1} \sqrt{m^2 + n^2}}{m \cdot (1 + \sqrt{1 + m^2 + n^2})} \right) + \frac{1}{\pi} \cdot Ln \left(\frac{m + \sqrt{m^2 + 1} \sqrt{1 + n^2}}{(1 + \sqrt{1 + m^2 + n^2})} \right) \quad 1.38$$

$$F_2^k = \frac{n}{2\pi} \arctg \left(\frac{m}{n \cdot \sqrt{1 + m^2 + n^2}} \right) \quad 1.39$$

$$m = \frac{L}{B} \quad \text{et} \quad n = \frac{2 \cdot Z}{B}$$

Z_k : Profondeur du toit de la couche (k) par rapport à la base de la fondation.

Remarque

Cette méthode s'applique pour un sol formé de couches de matériaux différents ainsi que pour un sol hétérogène.

b. Fondation rigide

Pour ce type de fondation on prend 80 % du tassement de la même fondation considéré comme souple.

5.2.3.2 Fondation circulaire

On utilise la méthode de Vesic (1963)

$$S_{ic} = \left[\sum_{k=1}^N \left(\frac{1 - \nu_k^2}{E_k} \right) (I_k - I_{k-1}) \right] \cdot 2 \cdot q \cdot R \quad 1.40$$

a. Fondation souple

Tab 1.4 valeurs de I_k

Z/R	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00	15.00
I($\nu=0.33$)	0.40	0.60	0.72	0.80	0.83	0.86	0.87	0.89	0.91	0.92	0.97
I($\nu=0.5$)	0.30	0.55	0.67	0.71	0.80	0.83	0.86	0.87	0.88	0.90	0.93

b. Fondation rigide

Tab 1.5 valeurs de I_k

Z/R	1.00	2.00	3.00	4.00	5.00	6.00	7.00	8.00	9.00	10.00	15.00
I($\nu=0.33$)	0.20	0.40	0.51	0.58	0.62	0.65	0.66	0.68	0.70	0.71	0.73
I($\nu=0.5$)	0.15	0.35	0.47	0.55	0.59	0.62	0.65	0.66	0.67	0.68	0.72

5.3 Calcul de tassement de consolidation primaire

Le calcul se base en général sur les résultats de l'essai oedométrique. La méthode utilisée est celle d'intégration du tassement par tranche. Le tassement calculé correspond à la fin de la consolidation primaire. Le raisonnement doit se faire par conséquent en contraintes effectives.

5.3.1 Méthodologie

Découper le sol en des tranches suffisamment petites de manière que la contrainte effective σ_v' varie linéairement au sein de la tranche. La valeur de la contrainte au milieu de la tranche est une moyenne représentative de σ_v' dans toute la tranche.

Le découpage continue jusqu'à ce que $\Delta\sigma_v'$ devient négligeable dans un massif semi infini ou jusqu'à la base du sol étudié dans le cas d'un sol limité.

Calculer $\Delta\sigma'_{vi}$ au milieu de la tranche i à l'aide des méthodes d'élasticité telle que Boussisq ou Newmark.

$$\text{Calculer la contrainte effective : } \sigma'_{vi} = \sigma'_{v_0}(i) + \Delta\sigma_{vi} \quad 1.41$$

Calculer le tassement $S_c(i)$ de la tranche (i) dans le cas ou $\sigma'_{vi} \geq \sigma'_c$

$$S_c(i) = \frac{H_i}{1 + e_0} \left(C_s \cdot \text{Log} \frac{\sigma'_{vi}}{\sigma'_{v_0}} + C_c \cdot \text{Log} \frac{\sigma'_{vi}}{\sigma'_c} \right). \quad 1.42$$

$\sigma'_{vi} \leq \sigma'_c$

$$S_c(i) = \frac{H_i}{1 + e_0} \left(C_s \cdot \text{Log} \frac{\sigma'_{vi}}{\sigma'_{v_0}} \right). \quad 1.43$$

A partir de la figure 1.12, on peut déduire les paramètres figurant dans l'expression (1.42).

$$C_s = - \frac{\Delta e}{\Delta \text{Log} \sigma}. \quad 1.44$$

$$C_c = - \frac{\Delta e}{\Delta \text{Log} \sigma}. \quad 1.45$$

La formule de Skempton permet d'estimer le coefficient de compression C_c à partir de la limite de liquidité pour les angles normalement consolidés.

$$C_c \approx 0.009 \cdot (W_L - 10) \quad 1.46$$

Le tassement œdométrique sera $S_c^{oed} = \sum S^C(i)$

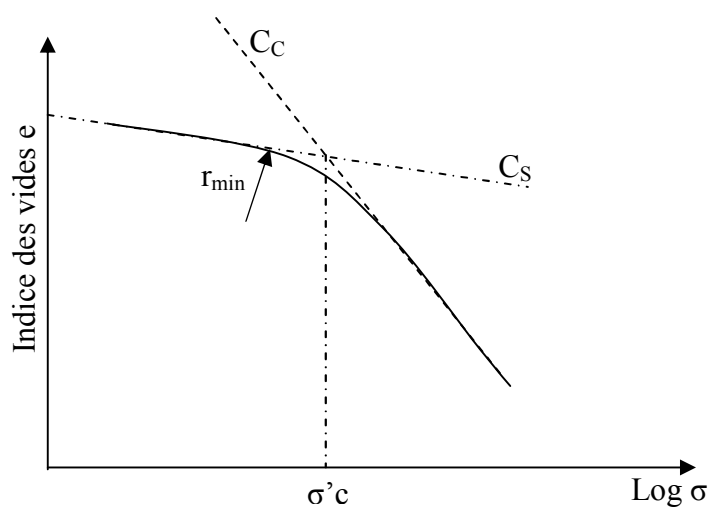


Figure 1.12: Calcul du tassement à partir d'une courbe e - $\log \sigma$

5.3.2 Correction du tassement œdométrique

Le tassement calculé correspond à des déformations horizontales nulles du sol. La méthode de Bjerrum-Skemton permet de corriger ce tassement par :

$$S_c = \mu \cdot S_c^{oed} \quad 1.47$$

$$\text{Où} \quad \mu = \alpha(1 - A) + A \quad 1.48$$

A : coefficient de pression interstitielle obtenu par l'essai triaxial non drainé.

Le coefficient α est donné par le tableau 07

Tab 1.6 : Valeurs de α

H/B	Fondation circulaire	Fondation rectangulaire
0.0	1.00	1.00
0.25	0.67	0.74
0.50	0.50	0.53
1.00	0.38	0.37
2.00	0.30	0.26
4.00	0.28	0.20
10.00	0.26	0.14
∞	0.25	0.00

5.4 Calcul du tassement de consolidation secondaire (fluage).

La figure 09 montre l'évolution des états d'un sol au cours de consolidation. L'état initial est représenté par le point A ($e_0, \sigma_v'_0$). L'état final de consolidation primaire est repéré par le point B (e_c, σ_c'). Le point C (e, σ_c') variable dans le temps, représente l'évolution de l'indice des vides au cours du fluage. Le passage du point A au point C donne un indice des vides e tel que :

$$e = e_0 - \left(C_s \cdot \text{Log} \frac{\sigma_v'}{\sigma_v'_0} + C_f \cdot \text{Log} \frac{t}{t_{100\%}} \right) \quad \text{pour } t \gg t_{100\%} \quad 1.49$$

Le tassement de fluage peut être estimé par la méthode de BAGHERY-MAGNAN (1981).

$$S_f(t) = H_0 \cdot \max \left\{ 2.5 \cdot C_\alpha \cdot \text{Log} t - 1.5 \cdot C_\alpha \cdot \text{Log} t_{99\%} \text{ et } 0.25 \cdot C_\alpha \cdot \text{Log} t \right. \quad 1.50$$

H_0 est la distance de drainage, le temps t est compté du début du chargement du massif (en minutes). $t_{99\%}$ est le temps de consolidation primaire l'indice de compression secondaire C_α est donné par.

$$C_a = -\frac{C_f}{1 + e_0}$$

1.51

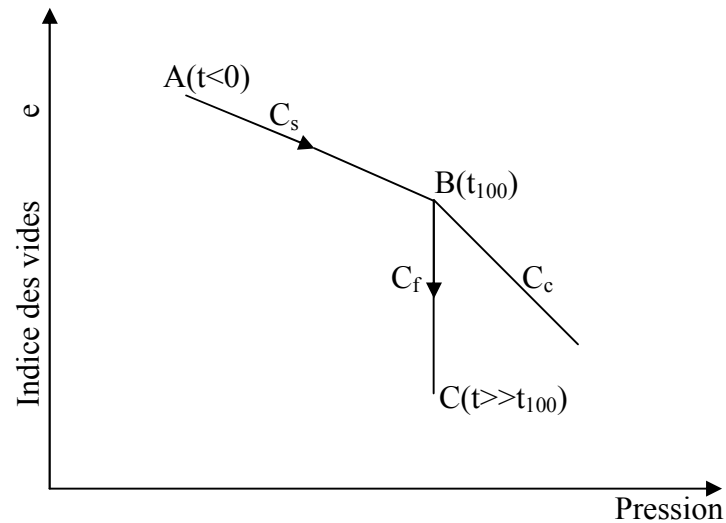


Figure 1.13 : Evolution de l'indice des vides

6. Conclusion:

Les fondations superficielles sont soumises à un chargement croissant, la charge de rupture est définie selon trois types de rupture; rupture par cisaillement généralisé, rupture par cisaillement local et rupture par poinçonnement.

Les théories pour l'estimation de la capacité portante sont basées généralement sur le principe de superposition, en déterminant par la contribution des caractéristiques physico mécaniques du sol. Plusieurs divergences sont constatées sur la manière de déterminer les facteurs de portance du sol, ce qui induit à une sous estimation de la capacité portante.

L'estimation du tassement des fondations à partir des essais de laboratoire sous chargement vertical est basée généralement sur trois méthodes comme suit :

- Méthodes basées sur la théorie d'élasticité,
- Méthode d'intégration par tranches, qui tient compte de l'historique du sol et négligeant les déplacements horizontaux du sol.

CHAPITRE 2

CAPACITE PORTANTE SISMIQUE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

1 Introduction

La motivation de l'étude de la capacité portante sismique des fondations superficielles a été due suite à des observations sur terrain après plusieurs séismes majeurs connus ces trente cinq dernières années, lesquelles révèlent un type particulier de rupture de fondation sans présence de la liquéfaction dans les couches supportant des fondations. Les principales caractéristiques de ce mécanisme de rupture sont ; les rotations au niveau de la fondation ; création de la zone de détachement à l'interface de sol fondation ; développement du mécanisme de rupture à l'intérieur du volume de sol ; large déplacement verticaux (souvent un ordre de 1m). Chaque cas de rupture de la fondation a été signalé surtout après le séisme de Guerrero-Michoacán 1985 [1] et également les séismes récents (séisme de Luzon 1990, séisme de Koçaeli 1999 etc...). Le même mécanisme de rupture a été aussi identifié expérimentalement : Zeng&Steedman (1985) [2] , par la réalisation des séries d'essais sur la centrifugeuse à l'université de Cambridge. Knappett et al (2006) [3], ont étudié au moyen des essais sur la centrifugeuse, l'effet de l'intensité et le contenu fréquentiel de l'action sismique à la fois avec l'influence de la fiche d'ancrage de la fondation. Il est de cette manière que les fondations superficielles peuvent connaître la rupture durant une excitation due à l'effet négatif combiné de l'excentricité et l'inclinaison de la charge proviennent de la réponse inertielle de la superstructure et l'action des forces d'inerties à l'intérieur du sol.

Du point de vue théorique, plusieurs études ont été publiées dans ce contexte.

L'approche initiale liée au problème de la portance sismique est d'obtenir des solutions à partir de la formule classique de Terzaghi (1943) [4]. Ceci par la modification des facteurs d'influence de la portance du sol N_γ , N_c et N_q afin de rendre compte de l'effet des forces d'inertie dans le sol durant l'excitation sismique, alors qu'en appliquant des facteurs correctifs appropriés pour l'inclinaison et l'excentricité de la charge. Suivant cette

idée, Sarma et Iossifilis (1990) [5], Richards et al (1993) [6], Budhu et Al-Karni (1993) [7] et Fishman et al (2003) [8] ont mené des études par l'analyse d'équilibre limite tandis que Kumar & Rao (2002) [9] ont utilisé la méthode des lignes de glissement et ont proposés des facteurs N_γ , N_c et N_q en fonction des caractéristiques de l'accélération sismique horizontale.

La deuxième approche est développée en parallèle comme le chemin le plus pratique de représenter les effets des moments de renversement et les forces horizontales sur la fondation. Il est basé sur la représentation de la capacité portante sismique du système de fondation par une surface ultime (surface des combinaisons ultime des charges) dans l'espace des paramètres de chargement (N: force vertical, V: force horizontale, M: moment de renversement) lesquels varient en fonction de l'intensité des forces d'inerties horizontales F_h . Suivant cette idée, Pecker et Salençon (1991) [10] établissaient des bornes supérieures de la combinaison ultime exacte de N, V, M et F_h pour des semelles filantes reposent sur un sol cohésif et homogène. Salençon et Pecker (1995a, b) [12] ont utilisé des bornes inférieures et supérieures de la combinaison ultime de N, V et M pour la même configuration de fondation. Paolucci & Pecker (1997a) [11] ont étendu les solutions des bornes supérieures aux cas des fondations rectangulaires sur des sols purement cohérents et Dormieux & Pecker (1995) [13] et Paolucci & Pecker (1997b) [14] à des cas des semelles filantes sur des sols purement pulvérulents et homogènes (l'effet du poids et l'accélération verticale sont incluses). Tous ces résultats sont incorporés dans l'Eurocode 8 (part 5 : prEN 1998-5) [15].

Les expressions de la capacité portante sismique de l'Eurocode 8 restent limitées malgré un volume de résultats considérables : ils ne sont appliquées que pour des semelles filantes sur des sols homogènes, soit purement pulvérulent ou purement frottant.

2 Séismes « historiques » du génie parasismique géotechnique

Tant du point de vue de pertes de vies humaines que de l'impact sur les ressources, quelques séismes se trouvent parmi les désastres naturels les plus calamiteux de l'histoire de l'humanité.

L'effet dommageable des séismes sur tous les types de structures de génie civil a été très tôt reconnu, même en relation avec le comportement des fondations des structures. Sur la Figure 2.1(a), une gravure ancienne représente les conséquences dévastatrices du séisme de Lausanne (Suisse) de 1584. Il est frappant que le peintre de l'époque représente les bâtiments de Lausanne intacts, mais mettant en évidence une énorme rotation au niveau de

la fondation. De plus, le sol apparaît comme ayant subi une rupture à grande échelle. Des images semblables ont été répertoriées 280 ans plus tard, après le séisme de Niigata (Japon) de 1964, comme cela est présenté sur la Figure 2.1(b). Même si ces ruptures étaient dues à la liquéfaction du sol, elles mettent en évidence les caractéristiques principales d'une rupture sismique en fondation: grands tassements et rotations permanents et intégrité structurale relativement élevée.

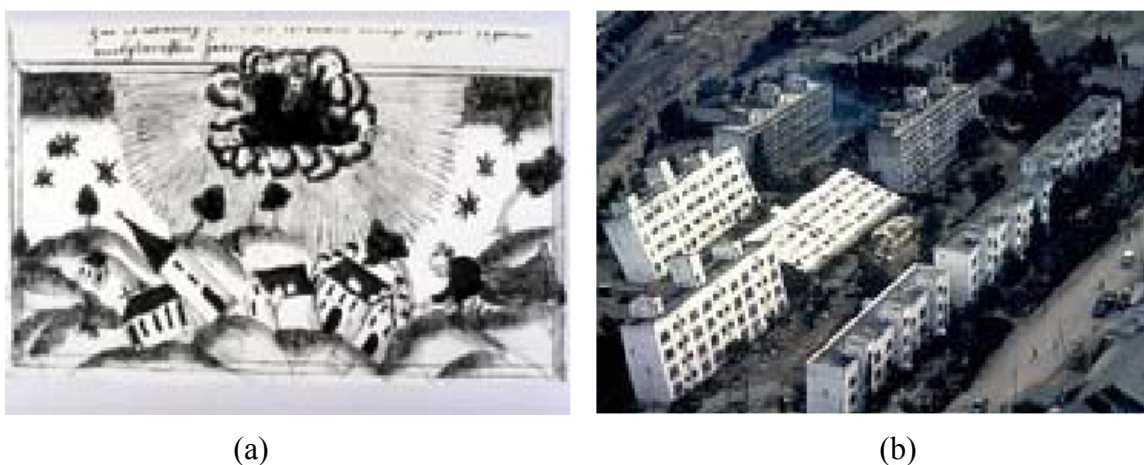


Figure 2.1: (a) Séisme de Lausanne (suisse) de 1584 et (b) Séisme de Niigata (Japon) de 1964 (Source : NISEE library, <http://nisee.berkeley.edu>)

2.1 Les séismes de San Francisco (États-Unis) de 1906 et de Kanto (Japon) de 1923

Les séismes qui ont donné la première motivation pour une étude systématique du comportement des structures de génie civil sous sollicitations sismiques, ont été les séismes de San Francisco (Etats-Unis) de 1906 et de Kanto (Japon) de 1923. Du point de vue géotechnique, après le séisme de Kanto, un grand nombre de ruptures de ponts a été observé. Ces ruptures étaient dues aux grands déplacements verticaux et aux rotations permanentes au niveau de la fondation des piles des ponts, conduisant à une rupture générale du système structural entier, comme présenté sur la Figure 1.2. Après les séismes de San Fransisco et de Kanto, les premières normes pour la conception parasismique (géotechnique et structurale) des ouvrages ont été introduites.



Figure 2.2 Le séisme de Kanto (japon) de 1923. Grands tassements et rotations au niveau de la fondation de piles de ponts. (Source : NISEE library, <http://nisee.berkeley.edu>).

2.2 Le séisme de Niigata (Japon) de 1964

Presque 40 ans après le séisme de Kanto, un autre séisme au Japon a été un facteur déclenchant de l'étude systématique du phénomène de *liquéfaction* des sols et de ses conséquences sur la réponse des fondations des structures. Pendant le séisme du 16 Juin 1964, de nombreux bâtiments de la ville de Niigata (Japon) ont subi des ruptures à grande échelle dues à la perte de capacité portante de leurs sols de fondation. Plusieurs structures ont présenté des tassements de l'ordre de 1m accompagnés par de grandes rotations permanentes. La rotation permanente d'un bâtiment à Kawagichi-Cho a même été 80° degrés. Plusieurs structures voisines ont subi une rotation un peu moins grande. Les ruptures des bâtiments de l'ensemble de Kawagichi-Cho sont présentées sur la Figure 2.1(b) et la Figure 2.3. Le pont de Showa a subi une rupture totale due aux déplacements horizontaux de ses fondations (Seed & Idriss, 1967)[21].

Plusieurs événements sismiques, postérieurs au séisme de Niigata, ont enrichi nos connaissances sur la liquéfaction et sur ses conséquences négatives pour la capacité portante des fondations. Parmi eux, on cite les séismes de : San Fernando (Etats-Unis, 1971), Miyagiken-Oki (Japon, 1978), Loma Prieta (Etats-Unis, 1989), Luzon (Philippines, 1990) comme le montre la figure 2.4, Kobe (Japon, 1995), Koçaeli (Turquie, 1999) etc.

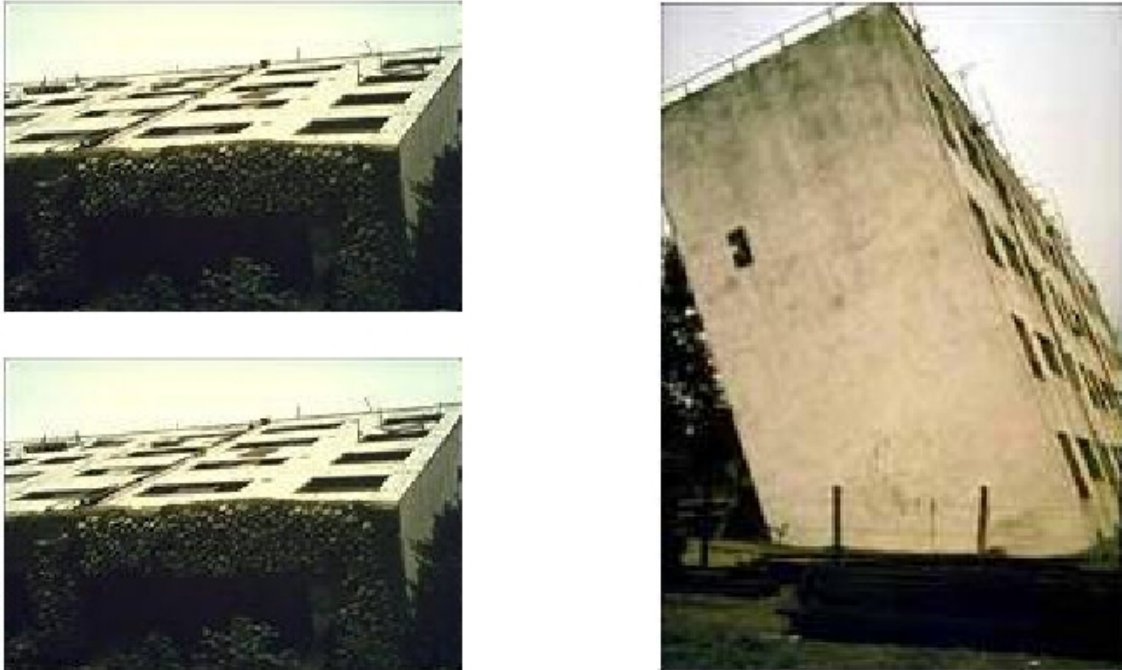


Figure 2.3 – Les ruptures par perte de capacité portante des fondations du complexe de bâtiments de Kawagichi-Cho, après le séisme de Niigata (Japon, 1964).
(Source : NISEE Library, <http://nisee.berkeley.edu>).



Figure. 2.4: Rupture de la capacité portante des fondations d'un bâtiment durant le séisme de Philippines.

2.3 Le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique) de 1985

Alors que le phénomène de la liquéfaction a été soigneusement étudié après 1964 (à un tel degré qu'il y a eu une tendance à associer tout cas de grands tassements et rotations avec la présence potentielle de liquéfaction), le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique, 1985) a révélé plusieurs cas de rupture de fondations dues à des raisons autres que la liquéfaction. Dans la Ville de Mexico, après l'événement de 1985, 13% des dommages subis par les structures ont été attribués à un comportement insatisfaisant du système de fondation. Dans plusieurs cas, de grands tassements de l'ordre de 1m et de grandes rotations ont fait penser à une rupture générale du sol en cisaillement comme le montre la figure 2.5. De plus, 13.5% de tous les bâtiments de 9 à 12 étages (principalement fondés sur des pieux flottants) ont été endommagés sévèrement [22] et [23]. Une autre constatation importante portait sur le fait que 40% de toutes les structures endommagées ont mis en évidence des ruptures d'un ou plusieurs de leurs étages supérieurs. Une telle distribution des ruptures a été attribuée au mouvement oscillant et à l'impact subséquent des superstructures adjacentes [1]. Après le séisme de Guerrero-Michoacán, l'intérêt s'est porté sur l'étude de la capacité portante sismique des fondations superficielles et profondes.



Figure 2.5: Endommagements des structures au niveau de la fondation après le séisme de Guerrero- Michoacán (Mexique, 1985). (Images communiquées par Alain Pecker)

2.4 Séisme de Boumerdes

Le 21 mai 2003, à 19:40 l'heure locale (18:40 GMT), un violent séisme de magnitude 6.8 ° s'est déclenché au Nord de l'Algérie (Boumerdes), ou l'épicentre est localisé dans la mer méditerranée, sept kilomètres au nord de Zemouri et soixante kilomètres à l'Est de la capitale (Alger). L'épicentre du séisme de Boumerdes est déterminé par différentes institutions; 3.58E, 36.91N (selon le CRAAG), 3.53E, 36.81N (selon le CGS), 3.71E, 36.90N (selon USGS USA) 3.70E, 36.9N (selon ERI Japon) 3.58E, 36.91N (selon IISSE, Japon). La profondeur du foyer est estimée à 7.0 Km (selon le CRAAG), 7.2 Km (selon USGS) et 7.4 Km (selon IISSE, Japon).

Le choc principal et les répliques séismiques, ont induit des dommages importants au niveau des bâtiments, routes, réseaux d'électricité, d'eau potable et de télécommunication...etc. Plusieurs villes ont été touchée par le séisme comme Boumerdes, Zemouri, Thénia, Bordj-Menali, Boudouaou, Bordj El Bahri et Réghaia.

Officiellement, 2.278 victimes, plus de 180.000 sans abri, 10.280 constructions effondrées et 5.000.000.000 US\$ comme perte totale directe.

2.4.1 Investigation géotechnique

Selon les dommages observés dans la région affectée, quelques endroits ont montré des problèmes géotechniques. Actuellement, l'aspect aléatoire des dommages observés dans différents endroits investigués, comme les pentes, des zones de sol mou et au bord de la mer révèlent que les dommages sont dus à la conception des structures, à la mauvaise qualité d'exécution et non aux causes géotechniques comme glissement, affaissement ou autres.

Plus d'études est nécessaire pour clarifier les raisons sur lesquelles les structures se sont effondrés ou à fortement endommagées, en passant par la reconnaissance géotechnique détaillée.

Cependant, quelques observations ont été faites quant à la liquéfaction comme s'est montré dans les figures ci après.



Figure 2.6. Liquéfaction près d'un pont d'Isser



Figure 2.7. Liquéfaction au niveau de la rivière de Sebaou



Figure 2.8. Liquéfaction au niveau de la rivière de Sebaou



Figure 2.9. Fissures induites par la direction du mouvement du sol suivant la liquéfaction.

3 Description des ruptures sismiques de fondations

3.1 Ruptures sismiques de fondations : Susceptibilité des sols

La première question qui se pose dans un effort d'identification et de classification des ruptures sismiques de fondations est : quels sont les sols où les ruptures se sont produites ? Théoriquement, une rupture au niveau de la fondation pourrait avoir lieu indépendamment des caractéristiques du sol à cause, par exemple, d'une conception inadéquate de la fondation. Néanmoins la grande majorité des ruptures sismiques de fondations répertoriées dans la littérature sont survenues dans des sols généralement faibles comme les sols argileux mous, les sols limoneux, les sables de faible densité *etc.*

Susceptibilité du point de vue du potentiel de liquéfaction et de l'amplification de l'excitation sismique. Il est généralement reconnu (sans que cela ne soit une règle absolue), que les sols mous tendent à amplifier la réponse sismique des terrains et par conséquent, conduisent à des endommagements potentiels plus sévères des superstructures et des fondations. Par exemple, les conditions locales de site et d'horizon phréatique ont joué un rôle primordial dans la ville de Kirovakan lors du séisme extrêmement mortel de Spitak (Arménie, 1988). La majorité des bâtiments endommagés étaient concentrés dans une région qui avait été auparavant un marais. Un autre exemple très parlant est le cas du séisme de Guerrero- Michoacán (Mexique, 1985) pendant lequel la ville de Mexico, construite sur un large bassin sédimentaire de sol mou, a été fortement endommagée malgré le fait que l'épicentre du séisme était positionné à une distance de 380 km au Nord-Ouest de la ville. On peut généralement attendre des ruptures de fondations dans :

1. Des couches de forte épaisseur de sols mous,
2. Des sols qui mettent en évidence une capacité portante faible,
3. Des sols qui sont susceptibles de se liquéfier,
4. Des sols qui possèdent un horizon phréatique élevé.

Susceptibilité du point de vue de la résonance du système sol – superstructure. Un second aspect concernant la susceptibilité d'une couche de sol vis-à-vis d'une rupture potentielle, provient de la relation entre la fréquence naturelle de la couche et la fréquence naturelle de la superstructure. Lors du séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique, 1985), la plupart des structures endommagées au niveau de la fondation ont été trouvées dans la partie Ouest de la ville. Le phénomène a été expliqué en observant que dans cette partie de la ville, la majorité des bâtiments (de 9 à 12 étages) mettaient en évidence une fréquence naturelle voisine de la fréquence naturelle de la couche de sol de fondation. Des études après le séisme, ont révélé que, pour des fréquences naturelles basses (sols mous), la fréquence naturelle de la couche de sol de fondation n'est pas affectée considérablement par la présence de la structure quel que soit le type de fondation utilisé [23]. Ainsi, la résonance potentielle d'une superstructure élancée sur une couche de sol mou peut entraîner une sollicitation très forte sur la structure et la fondation et par conséquent il convient, si possible, de l'éviter. Les remarques précédentes sont explicitées sur la Figure 2.10..

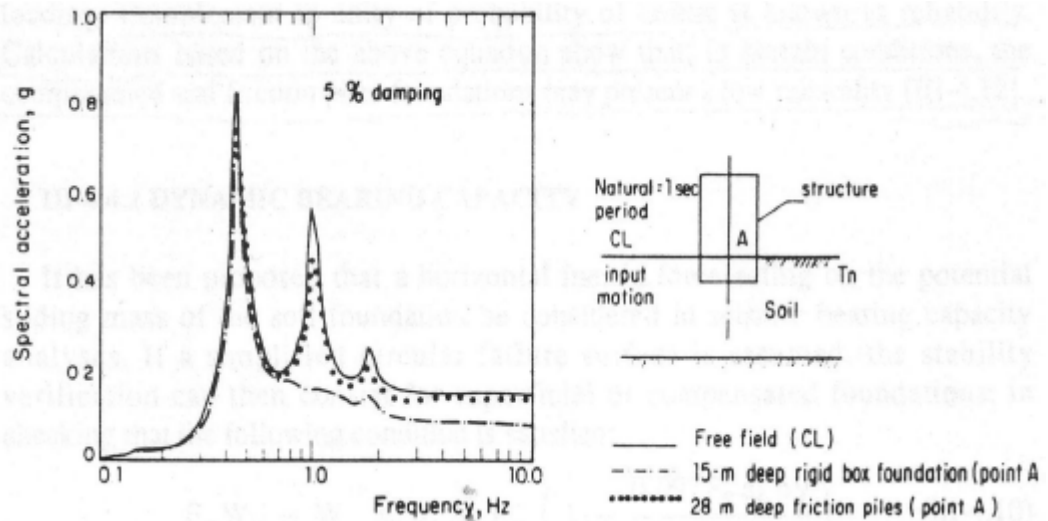


Figure 2.10: Interaction sol-structure pour différents types de fondations :
réponse du point A au niveau de la surface du sol (Romo & Auvinet, 1991)

On peut conclure que la rigidité de la superstructure et de la fondation doit toujours être considérée par rapport à la fréquence naturelle de la couche du sol de fondation.

3.2 Description de la sollicitation au niveau de la fondation

Afin de classer et de mieux comprendre les types de ruptures sismiques des fondations, on présente une description simplifiée des caractéristiques des sollicitations qui se développent au niveau de la fondation lors des chargements statiques et sismiques.

En ce qui concerne les chargements statiques, les efforts actifs au niveau de la fondation tirent leur origine de la superstructure. Dans la pratique, et en se référant aux fondations superficielles, ces efforts peuvent être décrits par les forces verticale et horizontale résultantes (N , V) et par le moment résultant (M) à l'interface sol-structure. La stabilité de la fondation est assurée au moyen de l'inégalité symbolique fondamentale du système :

$$\text{Actions} \leq \text{Résistance} \quad 2.1$$

L'action des efforts N , V et M contribue à la partie gauche de (2.1). La partie droite de (2.1) dépend des caractéristiques de résistance du sol et l'on suppose qu'elles sont indépendantes des actions. Par conséquent, la seule façon de violer la relation (2.1) est par l'augmentation de la partie gauche.

Dans le cas de chargements sismiques, le système superstructure sol/fondation est sollicité par l'incidence des ondes sismiques. L'excitation de la masse du sol ajoute dans la partie gauche de (2.1) l'action des forces d'inertie dans le sol en même temps que la réponse inertielle de la superstructure (à travers l'interaction sol-structure) modifie les efforts

résultants, N , V et M , qui sont exercées sur la fondation. Cela conduit à une augmentation de l'effet des Actions dans (2.1). En outre, contrairement aux chargements statiques, une sollicitation sismique affecte aussi la partie droite de (2.1). Ainsi, pour les sols cohérents, l'action des cycles de chargement d'un séisme peut entraîner une dégradation de la résistance au cisaillement non drainée ; pour les sols granulaires, l'augmentation de la pression interstitielle entraîne une réduction de la résistance, qui peut amener le sol jusqu'à une perte totale de sa capacité de résistance : c'est le phénomène de la liquéfaction.

On conclut que, lors d'un chargement sismique, il est possible d'avoir une rupture au niveau de la fondation en violant (2.1) par une augmentation de l'effet des Actions combinée à une diminution de l'effet de la Résistance dans (2.1). C'est là une différence essentielle par rapport aux chargements statiques.

Dans le cadre de cette thèse, on ne traitera pas le problème de la liquéfaction. Dans la pratique de conception d'un ouvrage, le risque de liquéfaction est initialement étudié et une fois exclu, on effectue la conception de la fondation est effectuée.

3.3 Description du mécanisme de la rupture sismique des fondations superficielles

Des observations sur site après le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique, 1985) ont montré que la majorité des structures endommagées au niveau de la fondation, ont présenté un mécanisme de rupture en rotation avec décollement à l'interface sol-fondation. Cela apparaît clairement sur la Figure 2.11 (a) montrant un bâtiment qui a totalement basculé, ce qui implique de forts moments à l'interface sol-structure lors de la rupture. De plus, il a été reconnu que la majorité des ruptures sismiques de fondations dans la Ville de Mexico, concernaient des structures dont la fondation était fortement chargée même avant le séisme (conditions statiques). Il s'agissait de bâtiments pour lesquels une conception inadéquate des fondations, des changements de destination entraînant une augmentation du poids du bâtiment, des sous-sols inondés *etc.*, ont été mis en évidence après le séisme. Les pressions verticales élevées sur la fondation, combinées avec l'effet des forces horizontales et des moments sismiques, ont accéléré l'apparition des déformations plastiques dans le sol et ont produit finalement de grands tassements et des rotations permanentes [22], [23]. Le même type de rupture a été répertorié aussi après des séismes plus récents, comme par exemple dans la ville de Adapazari après le séisme de Koçaeli (Turquie, 1999), (Figure 2.11 (b)). Sur la même figure on peut clairement observer le décollement sur l'interface sol /fondation.



Figure 2.11: Rupture rotationnelle par perte de la capacité portante ; (a) bâtiment de la Ville de Mexico fondé sur pieux flottants après le séisme de Guerrero-Michoacán (Mexique, 1985) et (b) bâtiment de la ville de Adapazari (séisme de Koçaeli (Turquie, 1999).

3.4 Vérificatrice expérimentale

À la suite des observations sur site, il y a eu un effort de reproduction du phénomène du dépassement de la capacité portante d'une fondation superficielle en laboratoire. Les travaux expérimentaux [2] ont contribué à la compréhension plus profonde de ce mécanisme de rupture. Une série d'essais en centrifugeuse a mis en évidence les caractéristiques principales du phénomène, à savoir le développement de rotations et déplacements permanents importants. La sollicitation a été appliquée à la base du conteneur où se trouvait le sol et le modèle de la structure. Les caractéristiques du sol et de la sollicitation étaient telles que la possibilité de liquéfaction était exclue. La motivation de ces travaux était de recueillir des informations sur la réponse d'une fondation, ni avant ni après, mais lors de la rupture, élément d'information qui ne pouvait pas être déterminé par les reconnaissances sur site. La conclusion de cette étude portait principalement sur le fait que l'accumulation de rotation et la dégradation de la rigidité de la fondation étaient les raisons qui conduisaient à la rupture de la fondation, même en absence de liquéfaction. Plus précisément les essais ont révélé les points suivants :

- Une structure légère sur une couche de sable sec a mis en évidence des tassements verticaux négligeables. Les tassements ont été produits lors des plus grands cycles de chargement. Après l'essai, il n'y avait pas de rotations permanentes. Dans le cas d'une couche de sable saturé les résultats ont été similaires sauf que les essais ont montré un décollement plus évident entre la structure et le sol.

La réponse d'une structure lourde avec une largeur à la base plus petite (augmentation de la force verticale et du moment sur la fondation) s'est révélée beaucoup plus sévère. Les tassements verticaux ont présenté une croissance constante lors de la sollicitation jusqu'à une augmentation soudaine vers la fin du chargement, qui a été reconnue comme l'initiation de la rupture. Au même moment, des rotations permanentes, accumulées dans chaque cycle, ont été observées. Lorsque la structure a été soumise à des séismes d'intensité faible ou modérée, les déplacements se sont développés lors des cycles de chargement les plus forts. Il n'y avait aucune trace de rupture générale. Par contre, pour des séismes de grande intensité, il a été observé que la rupture se produisait vers la fin de la sollicitation et lorsque la rotation permanente dépassait une valeur limite, tandis que l'accélération à la base de la structure était beaucoup plus petite que sa valeur maximale. Cela a été observé tant pour les sols secs que pour les sols saturés. La conclusion à retenir est qu'un séisme de plusieurs cycles modérés est plus dangereux du point de vue de l'endommagement sismique des fondations qu'un séisme mettant en évidence un petit nombre de cycles très forts.

Un enrichissement des données expérimentales pertinentes pour les chargements dynamiques a été proposé dans un premier temps par [2]. Les essais qu'ils ont réalisés dans la centrifugeuse de l'Université de Cambridge, leur ont permis de visualiser le mécanisme de rupture de semelles filantes sur sables saturés et secs. Le rôle défavorable de l'excentricité de la charge a été souligné et les résultats ont été exploités vers une méthode d'évaluation des rotations et des déplacements permanents. Par ailleurs, Maugeri *et al.* (2000) [24] ont présenté des résultats d'essais effectués sur la table vibrante de l'Université de Bristol. Des semelles filantes sur sable sec ont été testées jusqu'à la rupture en appliquant à la base de la table une pulsation sinusoïdale. Les rôles de l'excentricité de la charge et des forces d'inertie étaient séparément évalués et les résultats ont été comparés aux analyses de [6] et de [14]. Plus récemment, Knappett *et al.* (2006) [3] ont examiné les mécanismes de rupture des semelles filantes reposant sur sables sous sollicitations sismiques. Dans ce but, une série d'essais a été lancée sur la table vibrante de l'Université de Cambridge. Une nouvelle technique de mesure des déplacements (Particle Image Velocimetry) leur a permis d'identifier le mécanisme de rupture qui coïncide remarquablement avec les mécanismes proposés par [14]. Les effets de l'intensité et de la fréquence de l'action sismique et celui de la profondeur d'encastrement ont également été examinés. La Figure 2.15 présente l'évolution typique du champ de déplacement dans un cycle de chargement, alors que la Figure 2.16, compare les champs de vitesse de [14]. Aux

champs de déplacements observés. En présence d'un séisme, le mécanisme de rupture critique devient superficiel comme montré dans la figure 03, mais sera étendu latéralement. Ceci est contraire ce qui a été dit dans les solutions théoriques présentées dans la littérature [25] dans lequel, le mécanisme de rupture est réduit en profondeur et latéralement lorsque le k_h s'accroît. Il est pensé que ceci est probablement dû à une basse contrainte de confinement à proximité de la surface du massif sableux lâche.

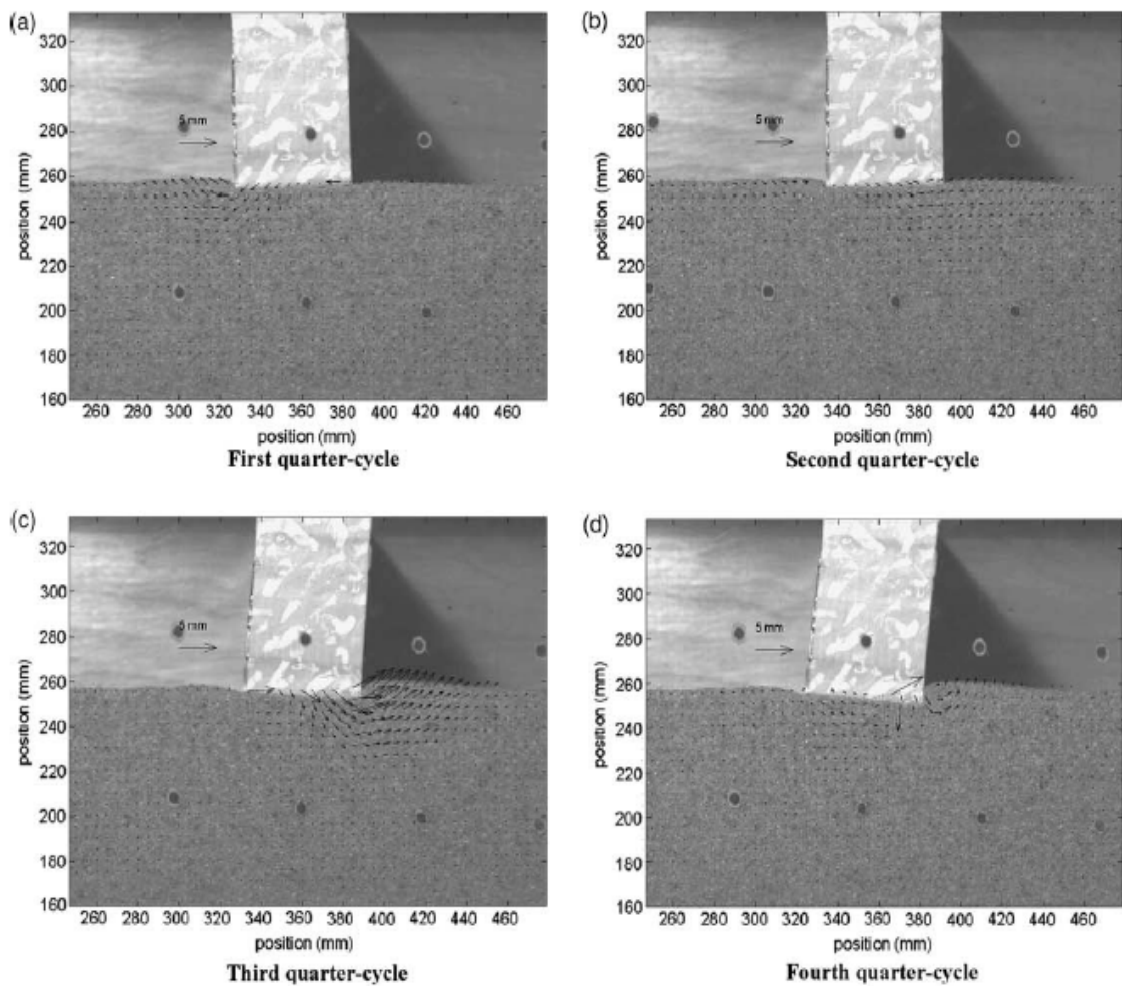


Figure 2.13: Essais sur table vibrante (Knappett et al.. 2006)

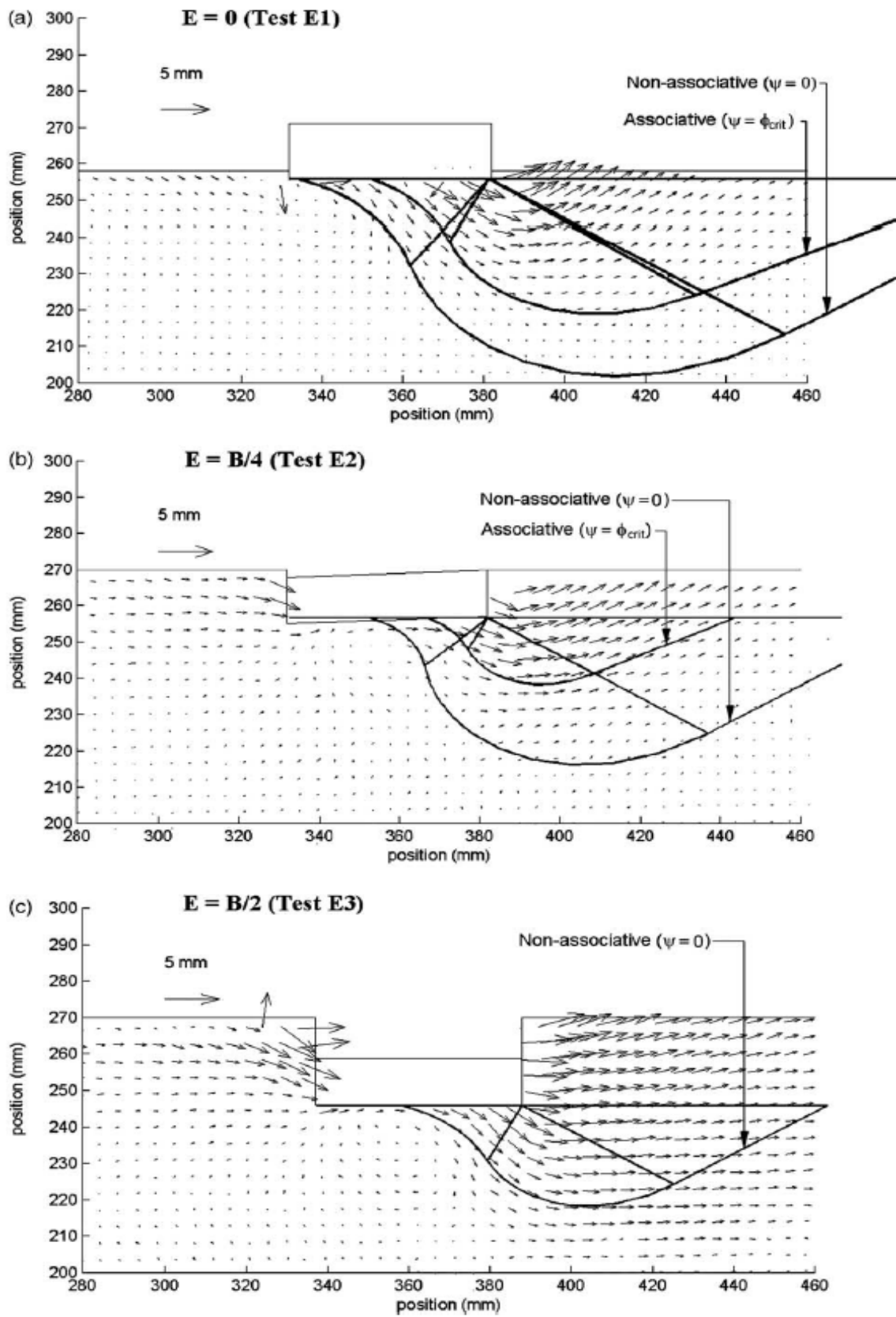


Figure 2.14: l'effet de l'ancrage sur le mécanisme de rupture critique.

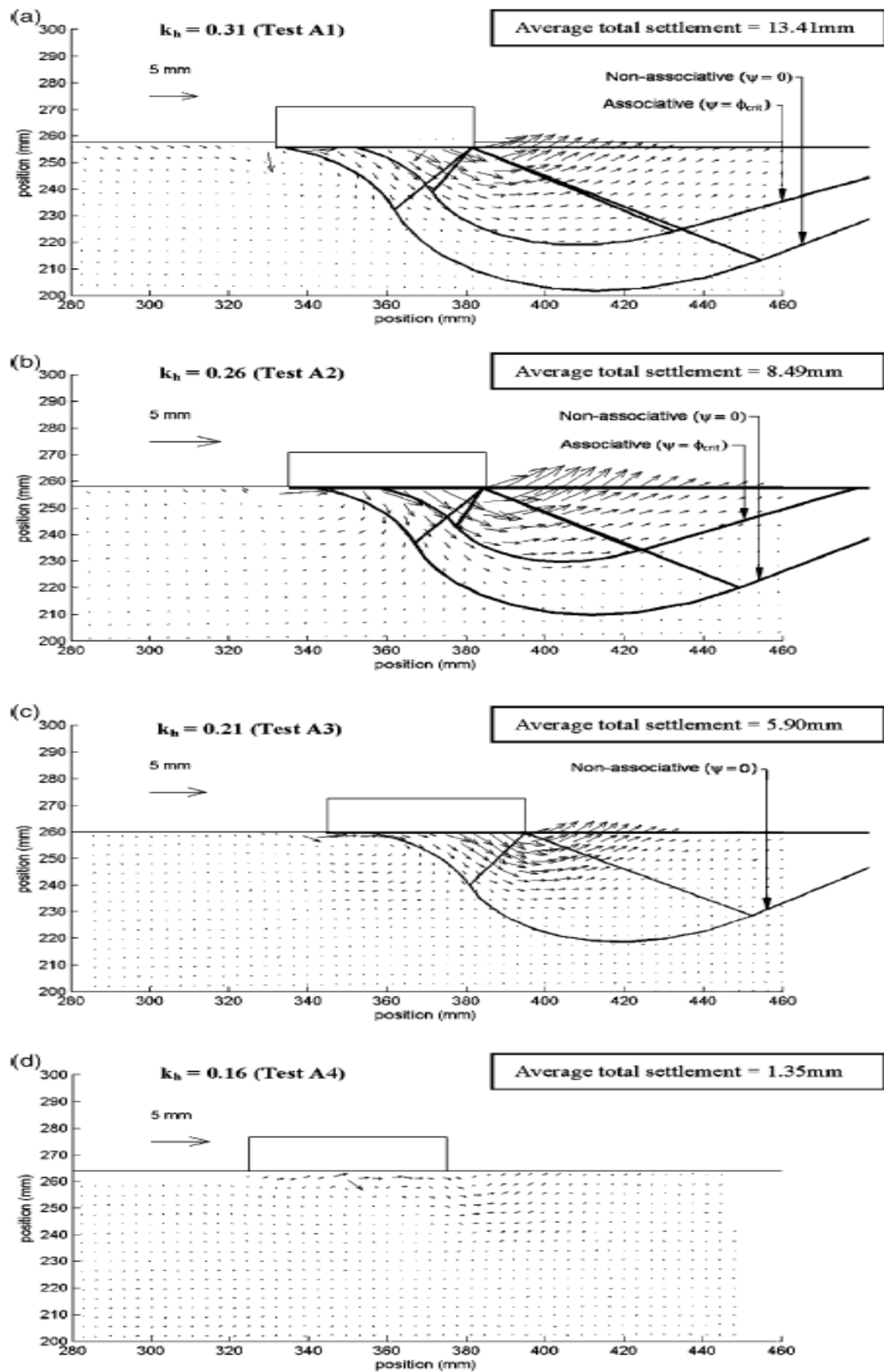


Figure 2.15: L'effet de la magnitude sismique sur le mécanisme de rupture.

3.5 Observations et remarques supplémentaires

Rigidité globale du système de fondation. Une observation commune après les séismes qui ont produit des ruptures géotechniques à grande échelle (liquéfaction, glissement latéral *etc.*), porte sur le fait que l'usage de plusieurs types de fondation dans la même structure augmente le risque d'endommagement. Par exemple, après le séisme de Loma Prieta (Etats-Unis, 1989), plusieurs bâtiments et équipements ont été endommagés dans un terminal portuaire qui avait été fondé partiellement sur pieux et partiellement sur un remblai artificiel. L'endommagement a été attribué aux tassements différentiels produits lors du séisme. Au contraire, après le séisme de Hokkaido (Japon, 1993), une grande majorité des bâtiments et installations, fondées sur des sols qui ont liquéfié, ont présenté un comportement remarquable grâce au système de fondation qui comportait des semelles liaisonnées par poutres rigides. Les ponts sont particulièrement vulnérables à ce type d'endommagement à cause de leurs grandes dimensions et les ruptures les plus communes de ponts sont dues aux déplacements différentiels. La Figure 2.16 (a) présente l'écrasement d'un pont à Rio Vizcaya après le séisme de Valle de la Estrella (Costa Rica, 1991). On remarque que les piles du pont ont totalement disparu dans le fleuve. Plus spectaculaire, sur la Figure 2.16 (b), c'est le pont entier qui a disparu dans le fleuve Maipo après le séisme de Lollole (Chili, 1985).



(a)



(b)

Figure 2.16: Écrasement des ponts ; (a) à Rio Vizcaya après le séisme de Valle de la Estrella (Costa Rica, 1991) et (b) au fleuve Maipo après le séisme de Lollole (Chili, 1985), dus aux déplacements différentiels des piles des ponts.

Une rigidité uniforme du système de fondation offre des avantages même du point de vue de la réparation. Il est significatif de ce point de vue d'examiner comment les ruptures fameuses à Kawagichi-Cho (Niigata, Japon 1964, *cf.* Figure 1.3) ont été réparées : les bâtiments ont été rétablis à la verticale et les propriétés du sol ont été améliorées par des techniques d'amélioration. La rigidité uniforme du système structure-fondation a assuré l'intégrité structurale des bâtiments [21].

Amélioration des propriétés du sol. Un moyen satisfaisant pour limiter les effets défavorables d'un chargement sismique sur les capacités de résistance des sols de fondation, est apporté par les techniques d'amélioration des propriétés du sol, comme le compactage, l'installation de drainage, le pré-chargement *etc.* Tokimatsu *et al.* (1996) [26] offre une description détaillée de la réponse performante des structures fondées sur des sols améliorés après le séisme de Kobe (Japon, 1995). Ce qui est prouvé comme important est l'échelle de la structure par rapport à l'échelle du phénomène géotechnique. L'accent doit être mis sur la réduction des déplacements différentiels dans la structure ainsi que sur la prévention de ruptures géotechniques à grande échelle. Des techniques d'amélioration des propriétés du sol, combinées à une conception des fondations assurant une rigidité uniforme du système structural, peuvent ainsi contribuer fortement à la réduction des endommagements sismiques.

3.6 Points récapitulatifs

L'examen des données rassemblées dans la base a permis de dégager les points suivants :
 Par rapport à l'identification des ruptures, il a été reconnu que les ruptures par perte de capacité portante sont, dans la majorité des cas, fortement liées au phénomène de liquéfaction. Mis à part le cas extrême d'une liquéfaction générale touchant une grande région et entraînant la rupture des structures qui y sont localisées (et qui préservent souvent leur intégrité structurale), la plupart des ruptures observées sur site sont dues à une combinaison/interaction de deux phénomènes qu'il est difficile de séparer l'un de l'autre :

- Augmentation des actions sismiques sur la fondation,
- Affaiblissement de la résistance du sol de fondation à cause de la liquéfaction ou de l'effet cyclique du chargement. De plus, la plupart du temps, la difficulté d'accès aux données et le manque d'informations ne permettent pas de tirer des conclusions certaines.

Par rapport au type de structures concernées, les conséquences les plus graves et les ruptures les plus spectaculaires ont été observées pour les ponts. Les déplacements et les rotations permanents induits au niveau de la fondation combinés avec les grandes

dimensions de la structure, le système structurel habituel (appuis simples) et les faibles propriétés du sol de fondation (dépôts d'origine fluviale) peuvent conduire à un endommagement grave de la superstructure.

Par rapport aux propriétés du sol de fondation, les ruptures par perte de capacité portante sont observées surtout dans des sols cohérents mous, où le risque de liquéfaction ne se pose pas mais où la résistance cyclique du sol est insuffisante pour la reprise des actions sismiques. Un cas particulièrement intéressant est celui où la fréquence principale de la superstructure coïncide avec la fréquence de la couche de sol : la résonance lors d'une excitation sismique peut conduire à une augmentation considérable des efforts sur la fondation et éventuellement à une rupture par perte de capacité portante [23]

Par rapport aux systèmes de fondation sujets à rupture, il a été clairement mis en évidence que les systèmes conçus avec un coefficient de sécurité faible vis à vis des charges permanentes ($FS < 2$) sont les plus affectés par une rupture par perte de capacité portante. Cela a été observé pour tous les types de fondations et particulièrement pour les fondations superficielles. Ce résultat a été vérifié ensuite tant expérimentalement que théoriquement.

L'observation des ruptures par perte de capacité portante a clairement montré que le contrôle des déplacements/rotations permanents, induits par le séisme, est le chemin à suivre pour la protection parasismique des structures, particulièrement en ce qui concerne les ruptures d'origine géotechnique.

4 Semelles filantes : Rappel de résultats existants

4.1 Introduction

La capacité portante sous un chargement statique a été extensivement étudiée depuis les travaux de Prandtl (1920)[16], Terzaghi (1943)[4], Meyerhoff (1951)[17], Hansen (1970)[18], Vesic (1973)[19]. Dans le cas sismique, la plupart des codes sismiques négligent l'effet de l'inertie de la masse de sol au dessous de la semelle filante. Sarma et Iossefelis (1990), Richards, Elms et Budhu (1993) [6], Budhu et A. Al Karni (1993)[7], a. Ghahramani, J,B, Berill (1995)[20], ont repris le problème avec la pris en compte de l'effet de l'inertie de la masse de sol.

On présente dans ce paragraphe la description des travaux importants sur les résultats principaux du problème de la capacité portante sismique des semelles filantes.

4.2 Traitement dans le cadre de la formulation classique

La capacité portante sismique des fondations filantes a été abordée initialement dans le cadre de la formulation classique de la capacité portante exprimée par l'équation de Terzaghi (1.2). Cette approche simplifiée se basait sur la considération d'une force inclinée et excentrée sur la semelle provenant des forces inertielles développées dans la superstructure lors de la sollicitation sismique.

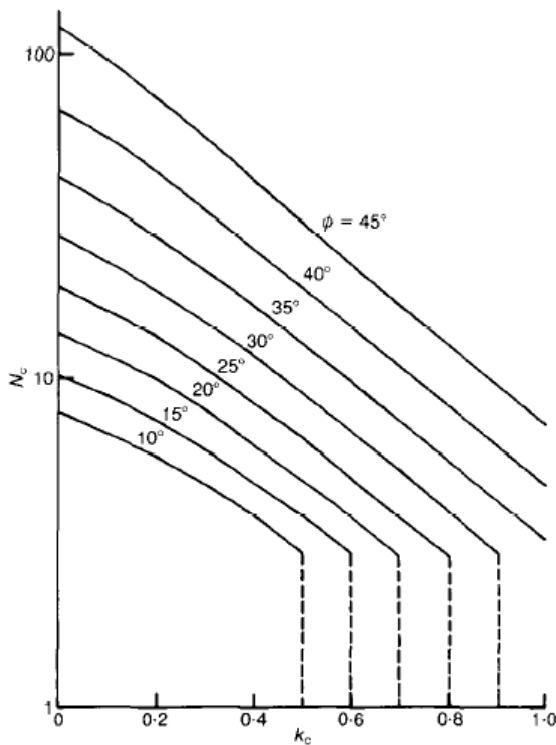


Figure 2.16 le facteur N_c en fonction du coefficient d'accélération k_h

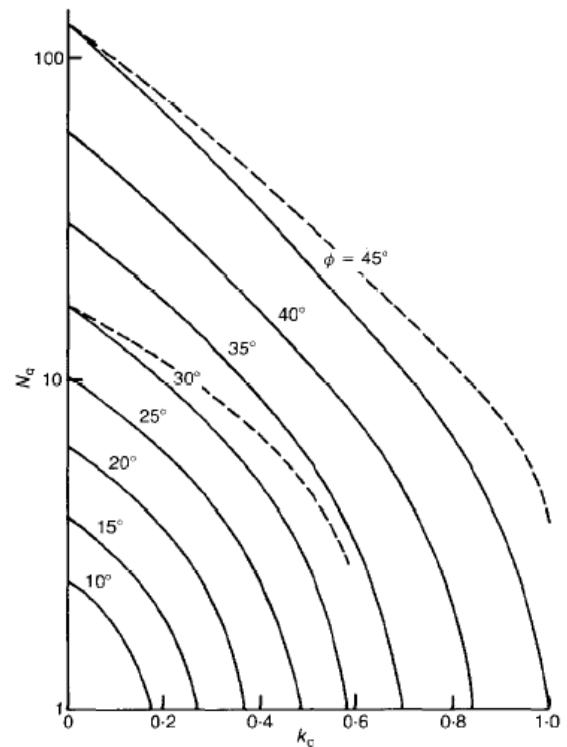


Figure 2.17: Le facteur N_q en fonction du coefficient d'accélération k_h les traits pointillés montrent que l'inertie de la surcharge est négligé pour $\phi=30^\circ$ et $\phi=45^\circ$.

Il s'agissait évidemment d'une approche pseudo-statique et il suffisait de déterminer les facteurs d'inclinaison et d'excentricité des chargements (facteurs i_c , i_q , i_γ et B respectivement dans (2.5)) en fonction des caractéristiques du chargement dynamique et sans prendre en compte l'effet des forces inertielles développées dans le sol de fondation. Le besoin d'un traitement plus raffiné s'est fait sentir incontestablement, après le séisme de Mexico de 1985 où plusieurs structures ont subi des ruptures dues au dépassement de la capacité portante. Romo & Auvinet (1991) [23] ont décrit en détail les caractéristiques de ces ruptures. On s'est rendu compte que les forces d'inertie dans le sol peuvent parfois avoir un effet très défavorable (hors de la liquéfaction) notamment pour les structures conçues avec un coefficient de sécurité faible vis-à-vis des charges statiques ou pour les structures qui mettaient en évidence une forte excentricité du chargement. Dans le but de prendre en compte l'effet des forces d'inertie dans le sol, une série de travaux a été lancée visant au calcul de facteurs de capacité portante modifiés N_c , N_q et N_γ . Ainsi, Sarma & Iossifelis (1990) [5] ont calculé les facteurs N_c , N_q et N_γ par la méthode d'équilibre limite, en tenant compte du coefficient sismique horizontal k_h dans le sol et sur la surcharge. Ce facteur est défini comme le rapport de l'accélération horizontale maximale a dans le sol sur l'accélération de la pesanteur g :

$$k_h = \frac{a_{\max}}{g} \quad 2.2$$

Ils ont proposé un « mécanisme de rupture » pour le calcul de N_γ inspiré par l'analyse de la stabilité des pentes avec des tranches inclinées. Les facteurs de capacité portante étaient présentés comme fonctions de l'angle de frottement du matériau et du coefficient sismique horizontal k_h . Les résultats sont donnés sous la forme de graphiques comme le montre les figures 2.16, 2.17 et 2.18.

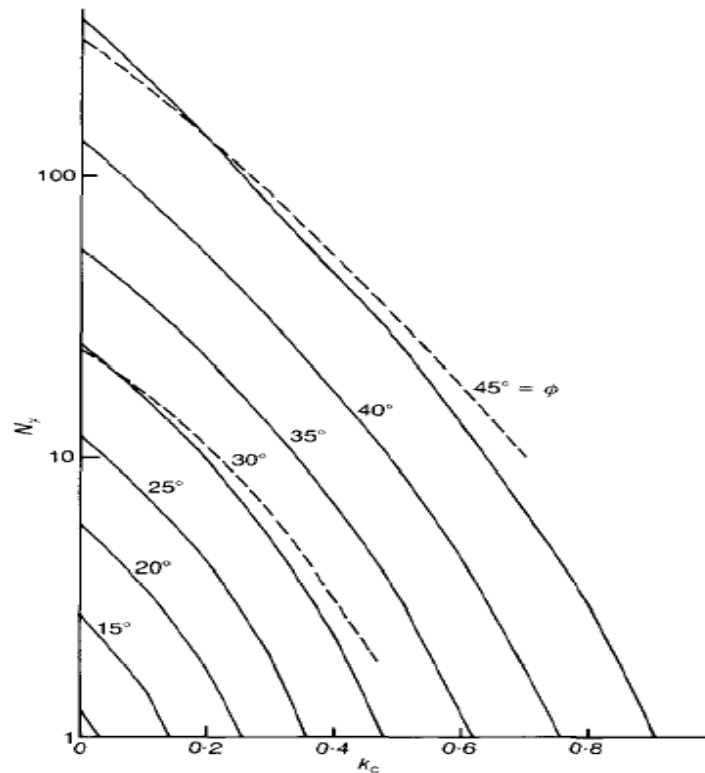


Figure 2.18: Le facteur N_γ en fonction du coefficient d'accélération k_h . Les traits pointillés montrent les facteurs obtenus par Meyerhof (1953), dans lequel l'inertie de la masse du sol est négligée pour $\phi=30^\circ$ et $\phi=45^\circ$.

De la même façon, Richards *et al.* (1993) ont présenté des facteurs N_γ , N_q et N_c , toujours dans le cadre de la méthode d'équilibre limite. Ils ont traité d'un mécanisme de type « Coulomb », inspiré par les mécanismes de rupture appliqués aux problèmes de poussée de terres [Richard 1979]. Ce mécanisme est illustré sur la Figure 2.19. Les résultats ont été présentés comme rapports des facteurs sismiques sur les facteurs statiques (établis avec le même mécanisme). D'autres ont également proposé une procédure de calcul des déplacements permanents de la fondation. Lors du dépassement de la capacité portante, des tassements permanents apparaissent; le calcul s'effectue par un schéma de type « Newmark ». Dans un article plus récent, Fishman *et al.* (2003) reprennent le même calcul en fixant l'angle défini sur la Figure 2.19, à la valeur $\delta/2$.

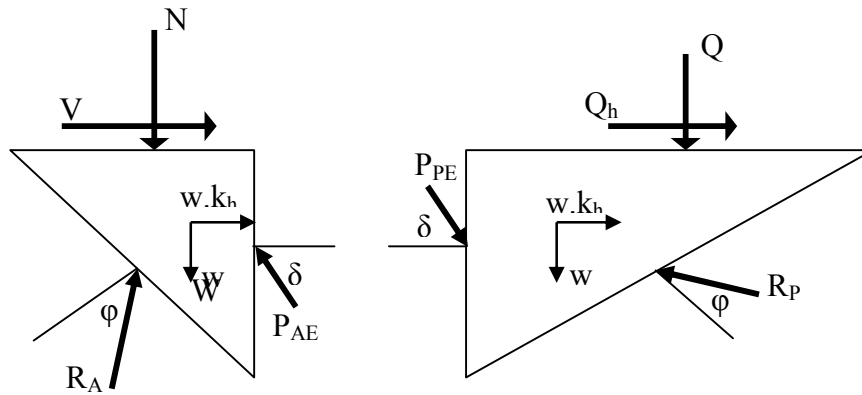


Figure 2.19: Mécanisme de rupture de type "Coulomb" d'après Richards et al (1993) et Fishman et al (2003).

La capacité portante sismique s'écrit comme suit :

$$q_{U-E} = 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma-E} + q \cdot N_{q-E} + C \cdot N_{C-E} \quad 2.3$$

Avec

$$N_q = \frac{K_{PE}}{K_{AE}}, \quad N_\gamma = \text{tg} \rho_A \left(\frac{K_{PE}}{K_{AE}} - 1 \right) \quad \text{et} \quad N_C = (N_q - 1) \cot \varphi$$

Où les coefficients de pression sismique des terres sont :

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2} \quad 2.4$$

$$K_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos \theta \cos(\delta + \theta) \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \theta)}{\cos(\delta + \theta)}} \right\}^2} \quad 2.5$$

$$\rho_{AE} = \alpha + \text{tg}^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \text{tg} 2a)[1 + \text{tg}(\delta + \theta) \cot a]} - \text{tga}}{1 + \text{tg}(\delta + \theta)(\text{tga} + \cot a)} \right\} \quad 2.6$$

$$\rho_{PE} = -\alpha + \text{tg}^{-1} \left\{ \frac{\sqrt{(1 + \text{tg} 2a)[1 + \text{tg}(\delta + \theta) \cot a]} + \text{tga}}{1 + \text{tg}(\delta + \theta)(\text{tga} + \cot a)} \right\} \quad 2.7$$

Avec

$$\theta = \text{tg}^{-1} kh / (1 - kv), \quad a = \varphi - \theta \quad \delta = \frac{\varphi}{2}.$$

Dans le cas d'un sol pulvérulent, le phénomène de fluidisation peut avoir lieu pour certaines combinaisons de k_h et k_v [Richard et al 1990]. Pour éviter ce phénomène, il faut que les valeurs de ϕ considérées dans l'analyse doivent satisfaire la relation suivante :

$$\phi = \text{tg}^{-1} \left[\frac{k_h}{1 - k_h} \right] \quad 2.8$$

Suivant les mêmes principes, on trouve l'approche de Sarma & Chen (1997) où un mécanisme modifié est proposé afin de traiter la configuration avec une profondeur d'encastrement significative.

Par ailleurs, Kumar & Rao (2002) [9] traitent le problème par la méthode des lignes de glissement. Ils calculent ainsi des valeurs modifiées des facteurs N_γ , N_q et N_c par la construction d'un réseau de caractéristiques. Les facteurs N_γ , N_q et N_c s'expriment comme fonctions de l'angle de frottement du matériau et du coefficient sismique horizontal. Des réseaux de caractéristiques d'après Kumar & Rao (2002) [9] sont présentés sur la Figure 2.20.

Okamoto (1973) [27], a proposé la méthode d'évaluer la capacité sismique, en considérant que l'effet de l'accélération sismique ($k_h \cdot g$) est équivalent à la réduction de l'angle de frottement interne du sol par $\text{tg } i = k_h$ et de prendre les facteurs de la capacité portante dérivés à partir des valeurs statiques donné par Terzaghi (1943) pour diverses valeurs des accélérations sismiques.

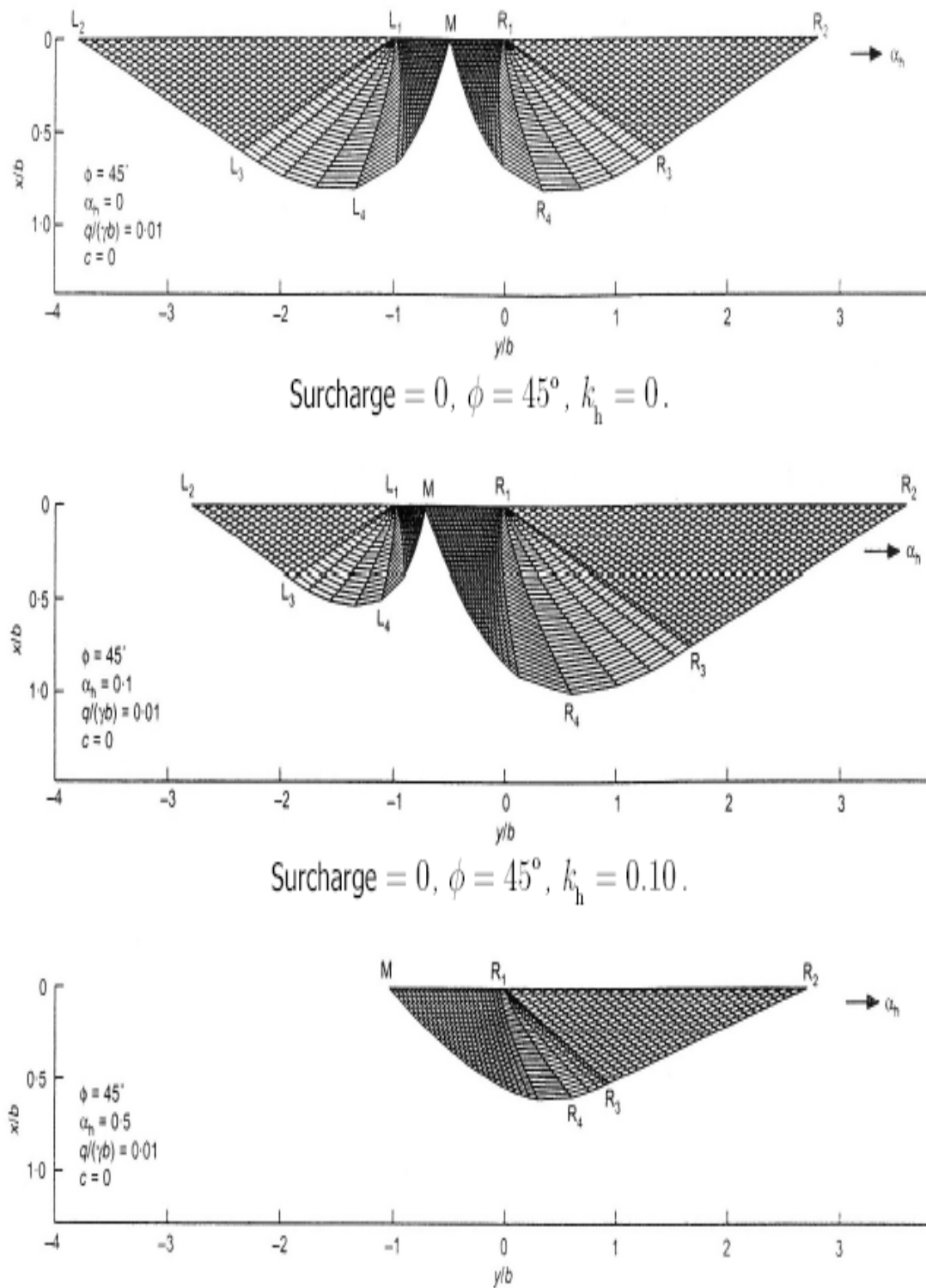


Figure 2.20: Réseaux de caractéristiques pour différentes valeurs du coefficient sismique horizontal K_h .

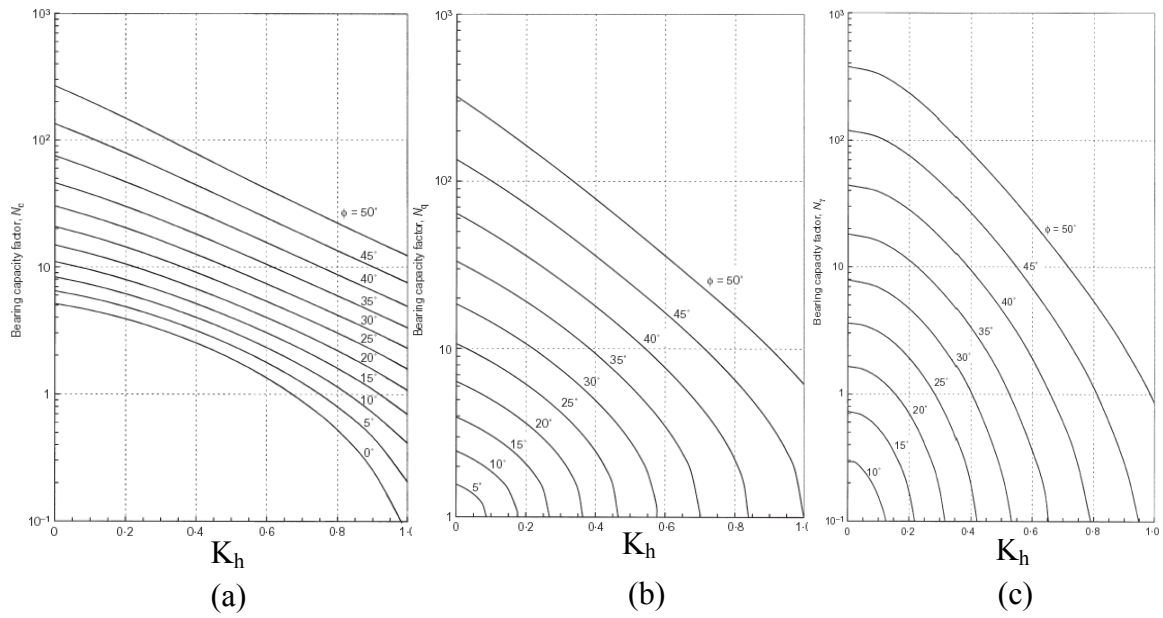


Figure 2.21.. Valeurs de N_q (a), N_c (b) et N_γ (c) en fonction de K_h

Shinohara et al (1960) [28], ont déterminé les facteurs de portance sismique en utilisant la méthode des cercles de frottement de l'analyse de stabilité des pentes avec une surface de glissement circulaire. Shikhiev et Jakovlev (1977) [29], ont fourni une solution pour ces facteurs sans mettre des hypothèses. Leur méthode apparaît baser sur une surface de rupture donnée par Sokolovski (1960) [30], pour un matériau non pesant, avec une ligne d'action supposée de la résultante de contrainte à l'intérieur de la surface spirale logarithmique.

Budhu at A.Al Karni (1993), ont déterminé les facteurs de portance sismique avec la prise en compte de deux accélérations horizontale et verticale. Les facteurs présentés sont en fonction des valeurs statiques.

$$N_{CE} = N_{CS} \exp(-\beta_C) \quad 2.9$$

$$N_{qE} = (1 - k_V) N_{qS} \exp(-\beta_q) \quad 2.10$$

$$N_{\gamma E} = \left(1 - \frac{2}{3} k_V\right) N_{\gamma S} \exp(-\beta_\gamma) \quad 2.11$$

Avec

$$\beta_C = 4.3 k_h^{1+d}, \quad d = \frac{c}{\gamma \cdot z}, \quad \beta_q = \frac{5.3 k_h^{1.2}}{1 - k_V} \quad \text{et} \quad \beta_\gamma = \frac{9 k_h^{1.1}}{1 - k_V}$$

A Ghahramani, J.B.Berrill (1995), ont proposé

$$N_q = \frac{\cos i_{rp} \left(\cos i_{rp} + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 i_{rp}} \right)}{\cos i_{rq} \left(\cos i_{rp} + \sqrt{\sin^2 \varphi - \sin^2 i_{rq}} \right)} e^{tg \varphi (\pi - \phi - \beta)} \quad 2.12$$

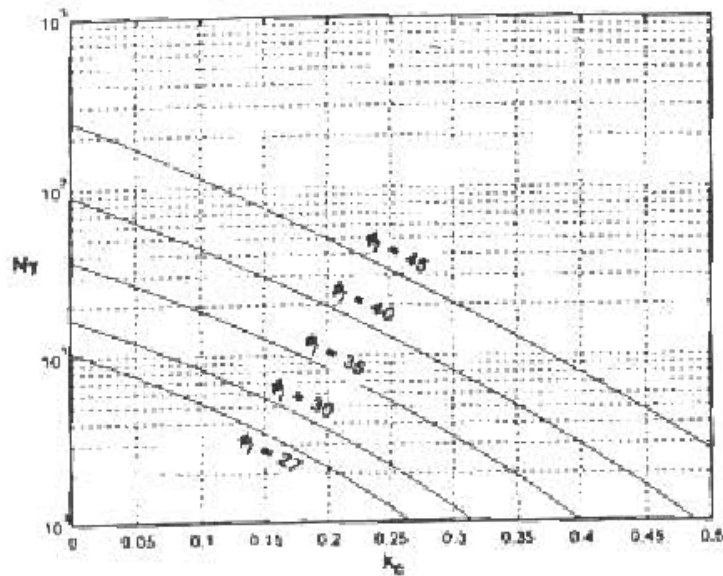
$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad 2.13$$

Avec

$$i_{rq} = tg^{-1} \left[\frac{1}{1 + \frac{c}{q tg \varphi}} \right] \quad \text{et} \quad i_{rp} = tg^{-1} \left[\frac{1}{1 + \frac{c}{p tg \varphi}} \right]$$

$$\phi = \sin^{-1} \left[\frac{\sin i_{rq}}{\sin \varphi} \right] - i_{rq}, \quad \text{et} \quad \beta = \sin^{-1} \left[\frac{\sin i_{rp}}{\sin \varphi} \right] + i_{rq}$$

Pour le cas du facteur N_γ est donné sous la forme de graphique comme le montre la figure 2.22.



Le facteur 2.22: N_γ en fonction du coefficient d'accélération k_h

4.3 Facteur N_γ

Terzaghi (1943), Meyerhof (1953) et Sokolovski (1960) ont montré que le facteur N_γ n'a pas de formule exacte, même dans le cas statique. Shikhiev et Jakovlev (1977) ont mis des équations basées sur la géométrie de la rupture pour un sol non pesant, mais leurs équations ne peuvent être résolues à partir des conditions d'équilibre. Différentes

techniques numériques ont été proposées pour résoudre le problème dans le cas statique, Gaber et Baker (1977) ont utilisé la technique variationnelle pour comparer leurs résultats à ceux de l'expérimental obtenus par De Beer (1965), avec la solution empirique proposée par Feda (1961) et la solution classique de Terzaghi (1943).

Les auteurs ont donc tenté d'obtenir le facteur N_γ aussi rigoureusement que possible à l'intérieur du concept de la technique d'équilibre limite et ont introduit restriction dans l'acceptabilité des solutions.

Sarma et Iossefelis (1990), ont considéré dans l'analyse que le sol ne présente ni de la cohésion ni de la surcharge en surface et les valeurs N_γ ont été calculées jusqu'à une valeur minimale acceptable est obtenue. Le processus est répété pour différentes valeurs de ϕ et de k_c . Les résultats de l'analyse sont montrés dans la figure 2.23. Selon A Ghahramani, J.B. Berrill (1995), le rapport du facteur de portance sismique sur celui du statique dépend principalement de k_c , mais pas forcément de l'angle de frottement comme le montre la figure 08.

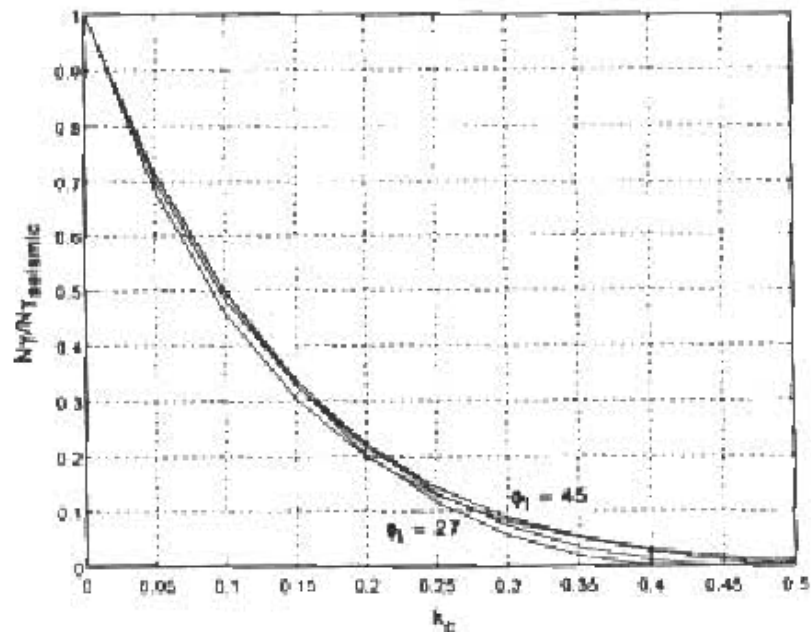


Figure 2.23: le rapport du facteur de capacité portante sismique sur statique

5 Capacité portante sur un sol en pente

5.1 Semelle filante

Plusieurs méthodes existent pour l'évaluation de la capacité portante statique des fondations superficielles reposant sur un sol en pente dans le cas statique Meyerhof (1957), (1963), Hansen (1970), Vesic (1973). Dans le cas sismique, les méthodes proposées sont très limitées. Récemment, Zhun (2000) a proposé des facteurs de réduction de la capacité portante sismique, en utilisant l'analyse limites des bornes supérieures.

Kumar et Mohan Rao (2003), ont également évalué l'effet des forces corporelles d'un séisme horizontal pseudo-statique sur la capacité portante des fondations superficielles reposant sur un sol en pente, en utilisant la méthode des caractéristiques de contrainte. Ils ont examiné deux mécanismes de rupture, basés sur l'extension des caractéristiques de la surface du sol vers la base de l'assise, soit d'un seul coté, soit des deux cotés. La grandeur de N_γ basés sur le mécanisme de rupture sur deux cotés, pour des valeurs plus faibles du coefficient d'accélération du séisme (k_h) est apparue considérablement plus petite que celle obtenue en utilisant le mécanisme sur un seul coté; cependant, en présence de k_h le mécanisme sur deux cotés devient inadmissible sur le plan de la cinématique dans de nombreux cas pour des valeurs supérieures de ϕ . L'analyse des facteurs de la capacité portante N_q et N_c est basée sur le mécanisme de rupture sur un seul coté. L'analyse faite par Kumar et Mohan Rao (2003) sera exposée dans ce chapitre.

5.2 Définition du problème

Kumar et Mohan ont considéré le schéma illustré dans la figure 09 pour déterminer la capacité portante sismique de la semelle filante avec une largeur B en présence de l'accélération sismique horizontale $k_h.g$.

La semelle repose horizontalement sur un sol incliné d'angle β avec l'horizontale. Il est supposé que la surface du sol est chargée d'une couche de sol d'épaisseur verticale égal à D , sur les deux cotés de la semelle.

5.3 Conditions aux limites

5.3.1 Le long de la surface de sol.

En utilisant les équations d'équilibres.

$$\sigma_n = q[\cos^2 \beta - k_h \sin \beta \cos \beta] \quad 2.14$$

$$\tau_{nt} = q[k_h \cos^2 \beta + \sin \beta \cos \beta] \quad 2.15$$

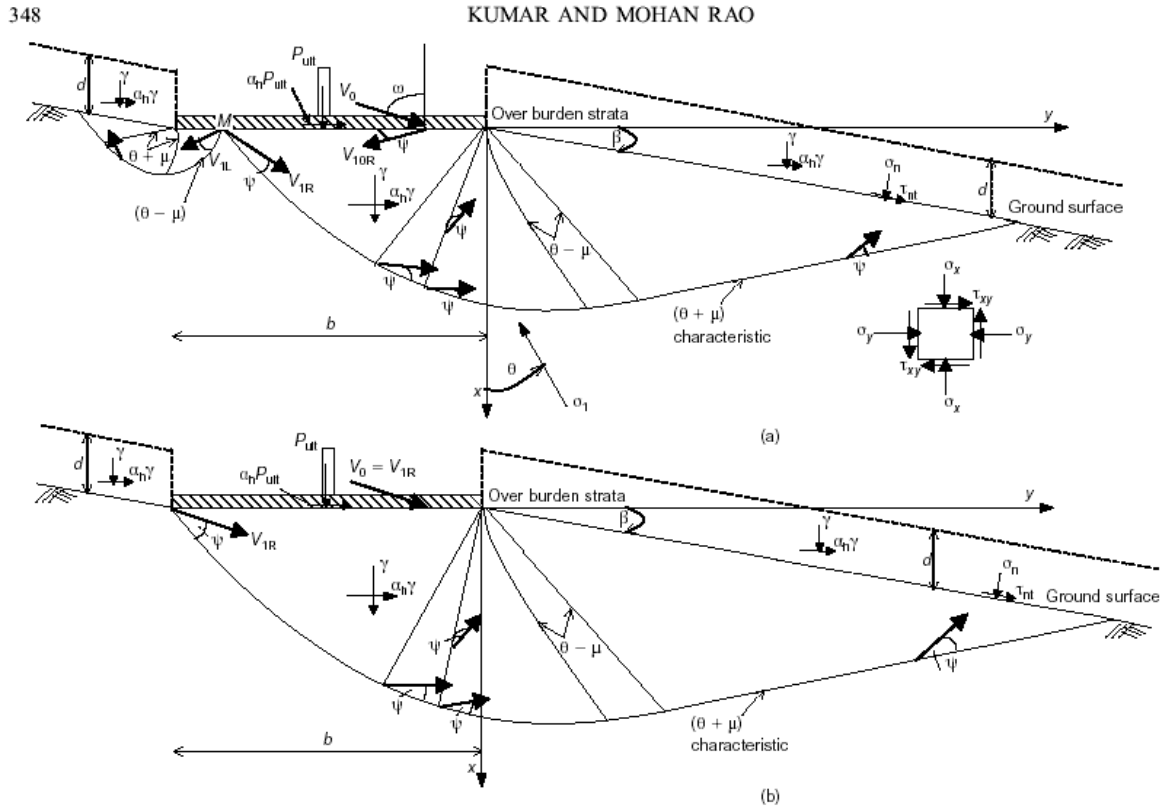


Figure 2.24: mécanisme de rupture: (a) sur deux cotés et (b) sur un seul coté

L'état de contrainte le long de la surface peut être défini en obéissant le critère de rupture de Mohr- Coulomb. La grandeur θ , angle entre la direction de la contrainte principale majeur (σ_1) et l'axe positif, peut être alors exprimée par la formule suivante.

Pour $c = 0$ (afin de déterminer les facteurs N_q et N_γ).

$$\theta d = \frac{1}{2} \left[k + \pi - \sin^{-1} \left(\frac{\sin k}{\sin \varphi} \right) \right] - \beta \quad 2.16$$

$$\theta g = \frac{1}{2} \left[k - \pi - \sin^{-1} \left(\frac{\sin k}{\sin \varphi} \right) \right] - \beta \quad 2.17$$

$$k = \beta + tg^{-1} k_h \quad 2.18$$

Pour $c = 0$, $q = 0$, $c \neq 0$

$$\theta d = \frac{\pi}{2} - \beta \quad \text{Et} \quad \theta g = -\frac{\pi}{2} - \beta$$

Les équations indiquent les valeurs de θ à droite et à gauche de la fondation. La dérivation de la formule est donnée par Kumar et Mohan Rao 2002.

5.3.2 Le long de l'interface sol/fondation.

Le rapport de la contrainte normale sur la contrainte de cisaillement est supposé être égal à k_h .

$$\tau_{xy} = k \cdot \sigma_n \quad 2.19$$

Par la satisfaction du critère de rupture, la valeur de θ le long de la surface de la semelle (θ_f) peut être exprimée par la formule suivante pour $c = 0$:

$$\theta_f = \frac{1}{2} \left[\sin^{-1} \left(\frac{\sin \delta}{\sin \varphi} \right) + \delta \right] \quad 2.20$$

Avec

$$\delta = \operatorname{tg}^{-1} k_h$$

L'équation (2.19) devient pour $c \neq 0$:

$$\sigma \sin \varphi \sin 2\theta_f = kh [\sigma (1 + \sin \varphi \cos 2\theta_f) - H] \quad 2.21$$

$$H = C \cot \varphi \quad 2.22$$

5.4 Mécanismes de rupture

Kumar et Mohan Rao ont considéré deux mécanismes de rupture dans l'analyse.

-Mécanisme de rupture sur deux cotés

Dans ce mécanisme, commençant des contraintes limites connues sur la surface de sol en pente, les chemins des caractéristiques sont prolongés simultanément de deux cotés de la fondation graduellement vers la base de la fondation, la satisfaction de l'équation (2.21), tel que la pression portante au point de l'intersection de deux zones plastiques (point M de la figure 2.24a) devient exactement la même des deux cotés. Ce mécanisme est applicable pour calculer le facteur N_γ avec de petites valeurs de k_h ; pour les valeurs élevées de k_h le point M n'existe plus.

-Mécanisme de rupture d'un seul côté

Dans ce mécanisme, commençant des contraintes limites connues le long de la surface de sol, les caractéristiques sont prolongées vers la base de la fondation à partir d'un des deux cotés de la semelle. La petite des deux distributions de pression portante obtenues de chaque côté de la fondation est utilisée pour déterminer la capacité portante. Ce mécanisme reste applicable pour toutes les valeurs de k_h pour obtenir N_q , N_c et N_γ .

5.5 Modèle de rupture

La figure 2.25 montre les changements dans la géométrie des modèles de rupture avec l'accroissement de k_h en utilisant le mécanisme sur deux cotés pour des valeurs de $(q/\gamma.B) = 0.01$, $c = 0$, $\varphi = 30^\circ$ et $\beta = 10^\circ$. Avec l'accroissement de k_h , le point M se déplace graduellement à partir du centre vers le coin gauche de la semelle. Pour le mécanisme d'un seul coté, pour les mêmes données, les changements dans la géométrie des modèles de rupture avec l'accroissement de k_h sont montrés dans la figure 2.26. Il est bien constaté que la profondeur de la zone plastique diminue graduellement avec l'accroissement de k_h .

5.6 Facteurs de la capacité portante sismique.

La capacité portante ultime q_u de la fondation est exprimée par la formule classique (1.2) de Terzaghi (1943).

Pour $k_h = 0$, il existe la formule exacte pour les facteurs N_q , N_c . cependant, avec $k_h > 0$ la solution exacte peut être obtenue uniquement pour le facteur N_q . la formule de N_q en présence de k_h et β est :

$$N_q = (1 + \sin \varphi \cos 2\theta_f) \cdot \exp \left[\ln \left\{ \frac{(\cos 2\beta - k_h \sin \beta \cos \beta)}{(1 + \sin \varphi \cos 2(\theta_d + \beta))} \right\} \right] + 2(\theta_g - \theta_f) \gamma g \varphi \quad 2.23$$

Kumar et Mohan Rao (2003), ont présenté la variation des facteurs de portance avec la présence de différentes valeurs de φ et β sous forme de graphiques (voire figures 2.27, 28 et 29). Selon ces figures ci après, montrent clairement que l'augmentation dans la magnitude de k_h conduit à une réduction appréciable dans tous les facteurs de portance. On constate également en cas de présence d'un sol en pente diminuent considérablement les facteurs de portance.

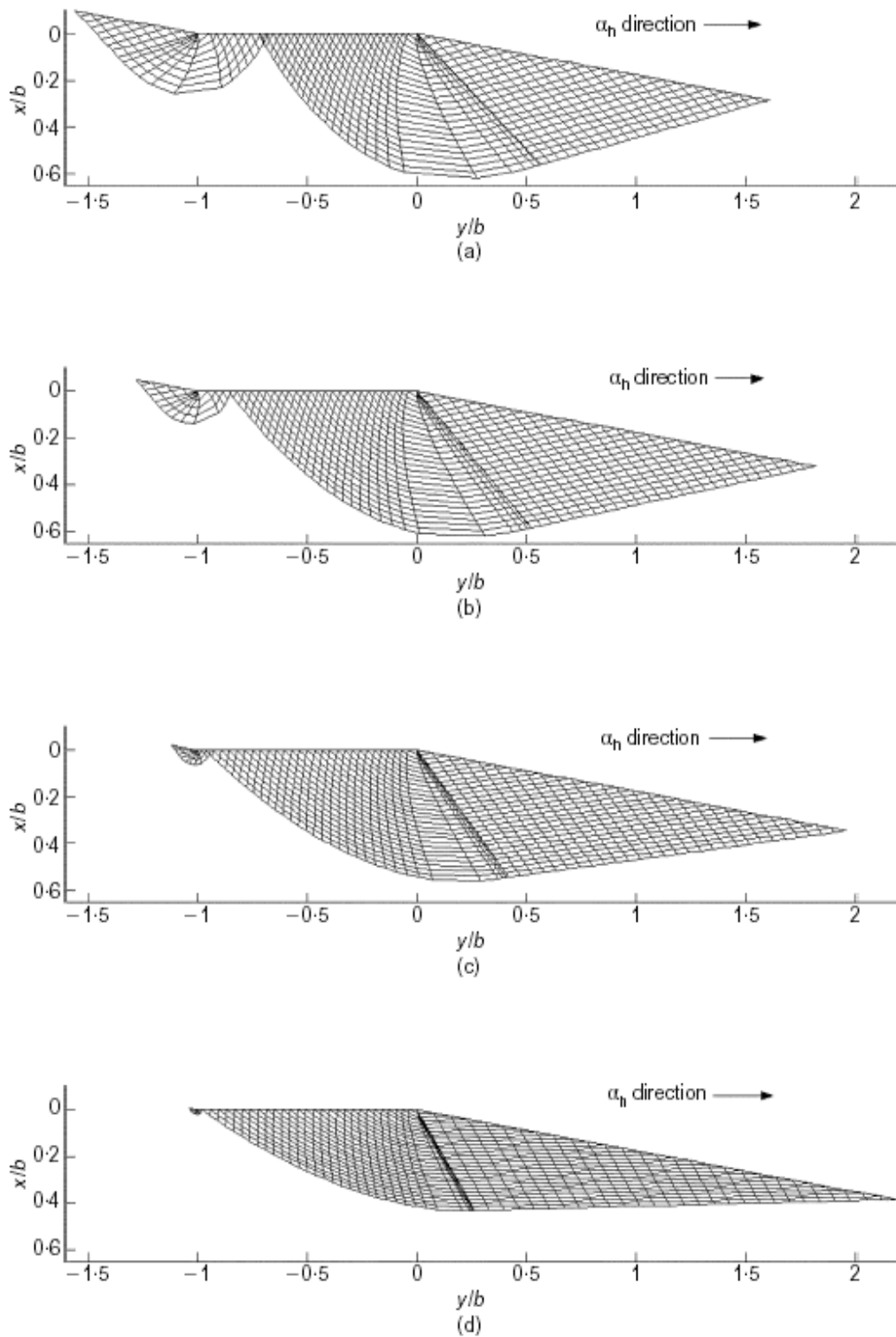


Figure 2.25: La variation des modèles de rupture avec k_h en utilisant le mécanisme sur deux cotés pour $q/\gamma.B=0.01$, $\beta=10^\circ$, $c=0$ et $\varphi=30^\circ$:

(a) $k_h=0.0$ (b) $k_h=0.1$; (c) $k_h=0.2$; (d) $k_h=0.3$

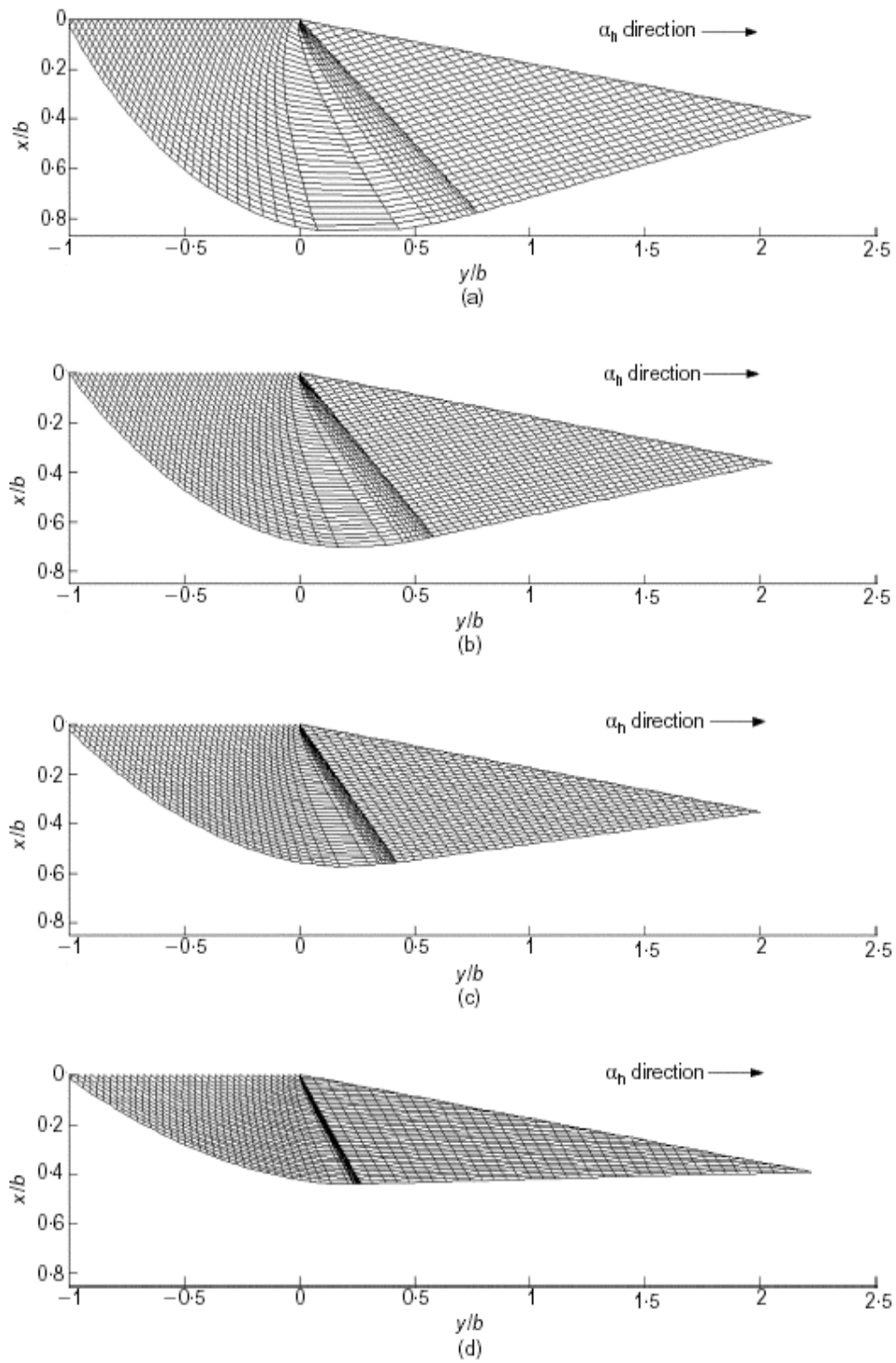


Figure 2.26: La variation des modèles de rupture avec k_h en utilisant le mécanisme sur un seul coté pour $q/\gamma.B=0.01$, $\beta=10^\circ$, $c=0$ et $\varphi=30^\circ$: (a) $k_h=0.0$ (b) $k_h=0.1$; (c) $k_h=0.2$; (d) $k_h=0.3$

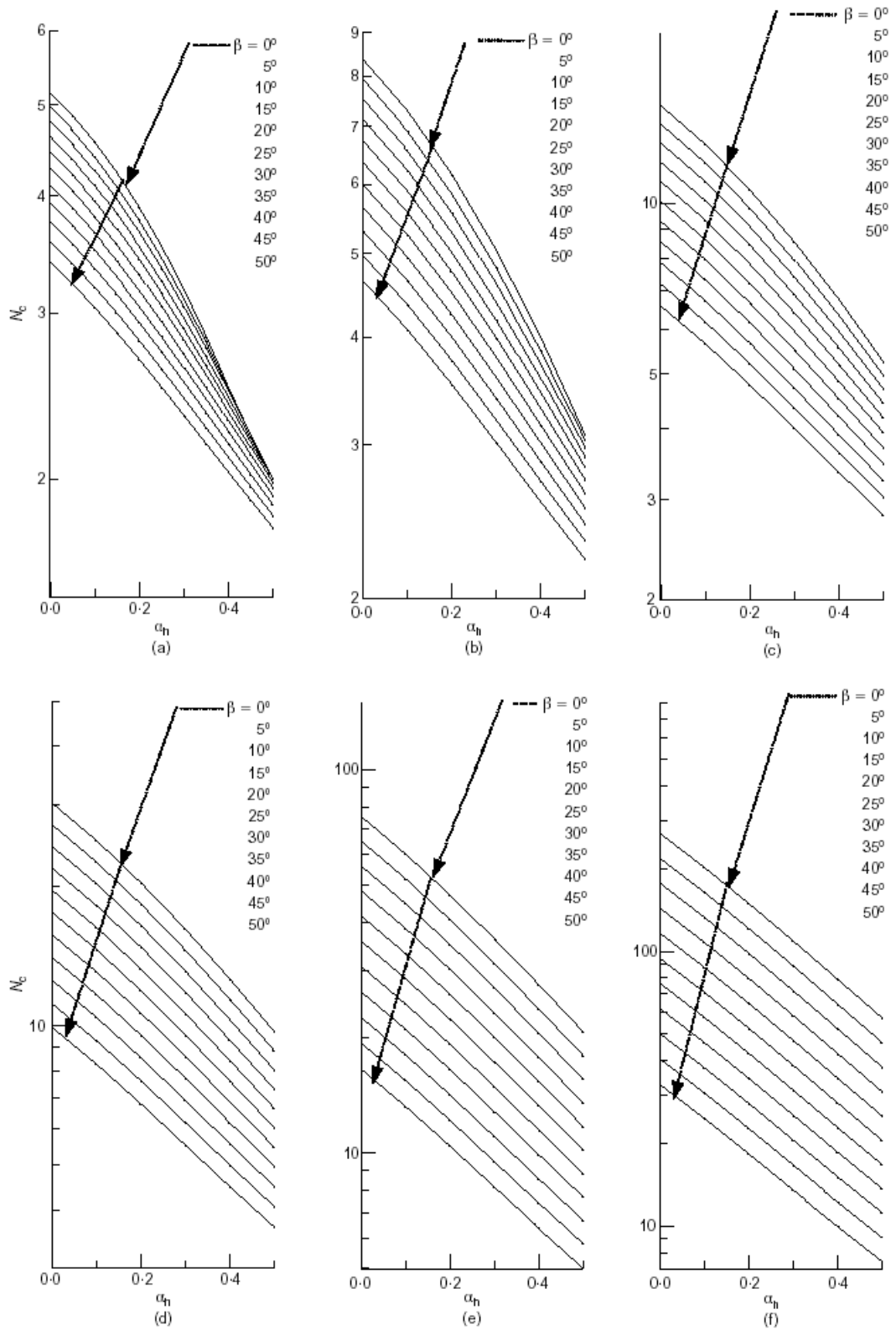


Figure 2.27: Variation de N_c avec k_h pour différentes valeurs de ϕ et β :

(a) $\phi=10^\circ$; (b) $\phi=20^\circ$; (c) $\phi=30^\circ$; (d) $\phi=40^\circ$; (e) $\phi=50^\circ$

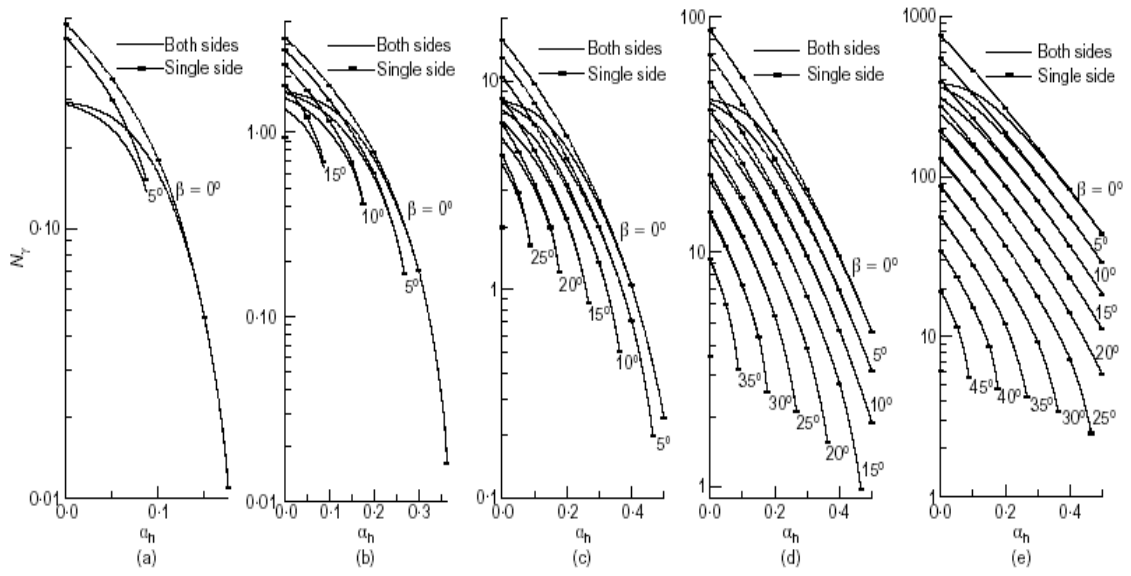


Figure 2.28: Variation de N_γ avec k_h pour différentes valeurs de ϕ et β : (a) $\phi=10^\circ$; (b) $\phi=20^\circ$; (c) $\phi=30^\circ$; (d) $\phi=40^\circ$; (e) $\phi=50^\circ$

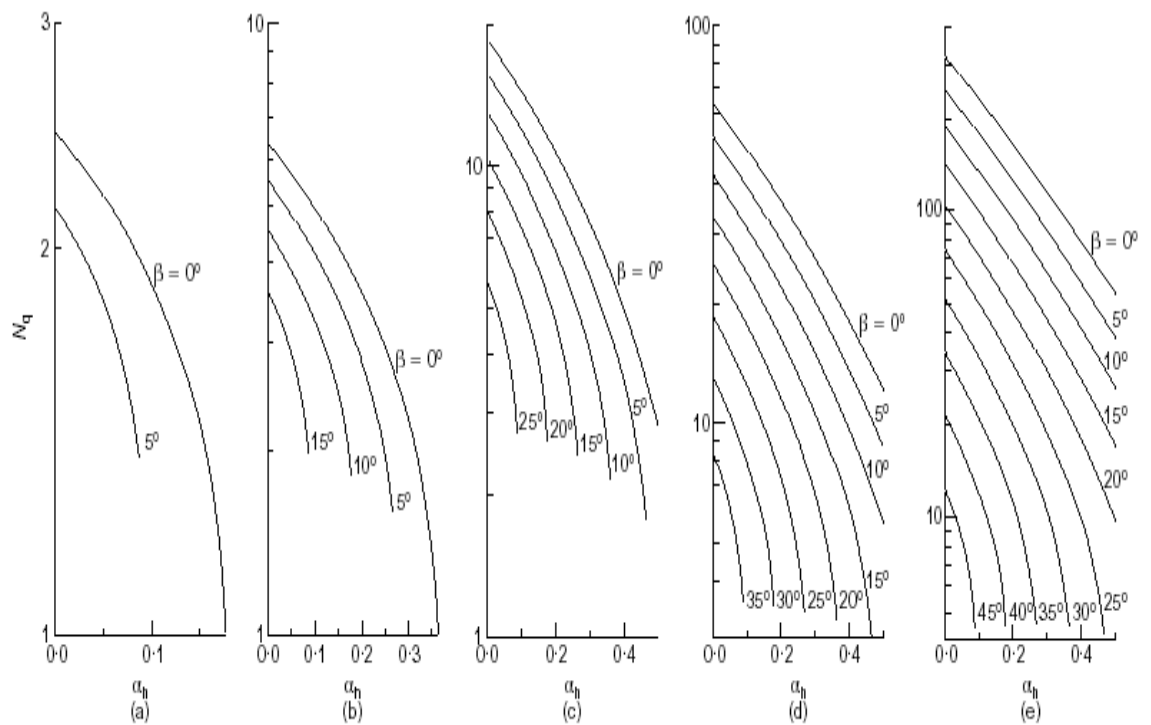


Figure 2.29. Variation du facteur N_q avec k_h pour différentes valeurs de ϕ et β : (a) $\phi=10^\circ$ (b) $\phi=20^\circ$; (c) $\phi=30^\circ$; (d) $\phi=40^\circ$; (e) $\phi=50^\circ$

6. Adaptation aux Normes Européennes

Le traitement du problème dans le cadre de la formulation classique avait l'avantage d'offrir un cadre de travail familier aux praticiens. Cependant, comme toutes les méthodes faisaient appel à l'hypothèse de « superposition », il y avait une interrogation concernant l'exactitude des résultats, notamment dans le cas du traitement par la méthode de l'équilibre limite.

Il était en outre difficile de comprendre quelques aspects du problème comme l'importance relative du moment ou de la force horizontale sur la fondation ou l'interaction entre deux paramètres de chargement *etc.*

Il est apparu qu'une approche plus convenable consisterait en une analyse du problème dans son ensemble. La capacité portante pourrait être décrite, non pas comme une charge verticale réduite au moyen de facteurs correctifs, mais par la définition des combinaisons ultimes dans l'espace de paramètres de chargement de la fondation. Autrement dit, on pourrait établir directement la frontière du domaine K de la fondation au sens du calcul à la rupture, c'est-à-dire, tracer la surface ultime du système. Une telle approche a été adoptée par Pecker & Salençon (1991) qui ont considéré le cas d'une semelle filante soumise à l'action d'une force verticale N , d'une force horizontale V , d'un moment M , et des forces d'inertie horizontales F_h dans le sol de fondation. Ces quatre efforts constituent les paramètres de chargement du système.

Pecker (1997) a proposé des expressions analytiques afin de permettre l'obtention rapide des surfaces ultimes. Les formules décrivent des surfaces dans l'espace de paramètres de chargement $\{N, V, M\}$ dépendant du quatrième paramètre F_h . Des surfaces ultimes typiques, pour les sols cohérents et pour les sols frottants, sont présentées sur la Figure 2.30. La formulation de Pecker (1997) a été adoptée dans les normes européennes (Eurocode 8 : Calcul des structures pour leur résistance aux séismes – Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques – *Projet définitif prEN 1998 – 5*). L'équation (2.19) présente l'expression générale introduite dans l'Eurocode, en vigueur tant pour les sols cohérents que pour les sol frottants :

$$\frac{(1 - e\bar{F}_h)^{c_r} (\phi\bar{V})^{c_r}}{(\bar{N})^a \left[(1 - m\bar{F}_h^{c_N})^{c'_N} - \bar{N} \right]^b} + \frac{(1 - f\bar{F}_h)^{c'_M} (\gamma\bar{M})^{c_M}}{(\bar{N})^c \left[(1 - m\bar{F}_h^{c_N})^{c'_N} - \bar{N} \right]^d} - 1 \leq 0 \quad 2.24$$

Soumises aux contraintes

$$0 < \bar{N} < \left(1 - m \overline{F_h^{c_N}}\right)^{c'_N} \quad 2.25$$

$$|\bar{V}| \leq \frac{1}{(\pi + 2)} \quad 2.26$$

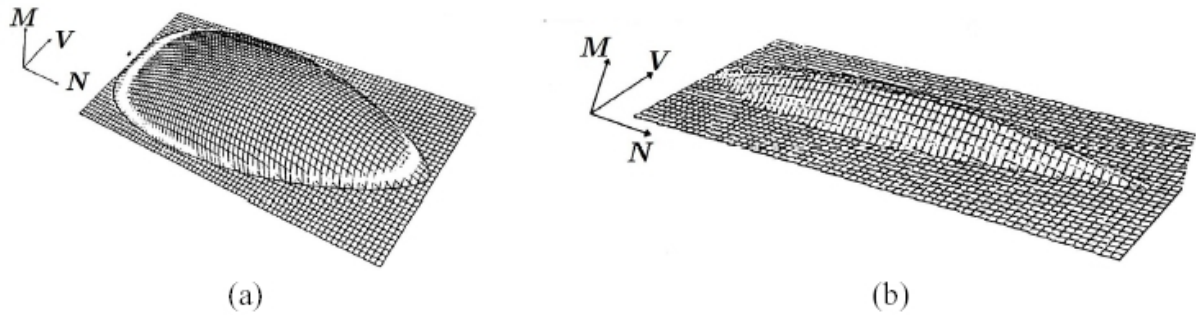


Figure 2.30 – Surfaces de charge pour a) sols cohérents et b) sols frottants

Dans l'équation (2.24), les quantités \bar{N} \bar{V} \bar{M} , désignant les paramètres de chargement, sont normalisées par rapport à la capacité portante ultime de la fondation sous charge verticale centrée

$$\bar{N} = \gamma_{Rd} \frac{N_{Ed}}{N_{\max}} \quad 2.27$$

$$\bar{V} = \gamma_{Rd} \frac{V_{Ed}}{V_{\max}} \quad 2.28$$

$$\bar{M} = \gamma_{Rd} \frac{M_{Ed}}{BN_{\max}} \quad 2.29$$

- Sols purement cohérents ou sols sans cohésion saturés :

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{F_h} = \frac{\rho a_h B}{c} \\ N_{\max} = (\pi + 2) \frac{\bar{c} B}{\gamma_M} \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} 2.30 \\ 2.31 \end{array}$$

- Sols purement frottants ou sols saturés sans accumulation de pression interstitielle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \overline{F_h} = \frac{a_h}{g \operatorname{tg} \varphi'} \\ N_{\max} = \frac{1}{2} \rho g \left(1 \pm \frac{a_v}{g}\right) B^2 N_\gamma \end{array} \right. \quad \begin{array}{l} 2.32 \\ 2.33 \end{array}$$

Tab2.1 – Valeurs des paramètres numériques utilisés dans l'expression

	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	ϕ	2.57	2.90
m	0.21	0.96	g	1.85	2.80

La procédure d'évaluation de la capacité portante sismique de l'Eurocode 8 permet, comme on l'a vu, la prise en compte des forces d'inertie dans le sol de fondation ainsi que la considération d'un chargement généralisé comportant les charges N , V , M . En parallèle, elle couvre les cas les plus importants portant sur la nature du chargement et sur la résistance des sols (sols cohérents ou saturés / conditions non drainées, sols frottants ou secs / conditions drainées). Cependant, elle ne considère pas les aspects suivants du problème :

- Autres géométries que la géométrie plane.
- La profondeur d'encastrement de la fondation.
- Les sols considérés sont supposés soit purement cohérents soit purement frottants.
- Des hétérogénéités de résistance du sol (notamment, gradient de cohésion par rapport à la profondeur) ou surcharges (verticales et horizontales) à la surface du sol ne sont pas prises en compte.

Le tableau 2.1 récapitule les travaux marquants sur la capacité portante sismique des fondations filantes superficielles.

Tab 2.1 : Récapitulation des travaux sur la capacité portantes
sismique des fondations superficielles filantes

Référence	Ans	Sol	Méthode
Sarma & Iossefelis	1990	Sol cohérent et frottant	Equilibre limite
Richard et al	1993	Sol cohérent et frottant	Equilibre limite
Eurocode 8	1998	Sol cohérent/ et frottant	Surface de charge par approche analytique
Zeng et Steedman	1998	Sol purement frottant	Tests en centrifugeuse
Soubra	1999	Sol cohérent et frottant	Approche cinématique
Maugeri et al	2000	Sol purement frottant	Tests sur table vibrante
Fishman et al	2003	Sol purement frottant	Equilibre limite
Kumar & rao	2002	Sol cohérent et frottant	Méthode des lignes de glissement.
Knappett et al	2006	Sol purement frottant	Tests sur table vibrante

7. Conclusion.

Dans ce chapitre, différentes approches théoriques ont été exposées succinctement ce qui a permis d'émettre quelques conclusions suivantes:

- Le mécanisme de rupture dans une situation dynamique devient superficiel et asymétrique.
- Les essais effectués sur la table vibrante, ont confirmés que réellement le mécanisme de rupture sous un chargement sismique devient superficiel mais étendu latéralement. Ce qui est contraire aux solutions proposées théoriquement.
- Les facteurs d'influence de la capacité portante sont réduits, en cas de présence d'un mouvement sismique.
- Aucune formule exacte n'a été obtenue actuellement pour le facteur du poids des terres N_γ

-Le facteur N_γ ne dépend pas sensiblement de l'angle de frottement, mais il dépend principalement du coefficient d'accélération horizontale.

-Dans les sols en pente, la variation des facteurs de la capacité portante est obtenue en fonction du coefficient d'accélération (k_h), l'inclinaison de la pente et l'angle de frottement.

CHAPITRE 3

MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS DE L'EFFET DU COMPORTEMENT STATIQUE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.

1 Introduction :

Dans ce chapitre, on se propose d'étudier le comportement des fondations continues et circulaires soumises à un chargement vertical centré, par le biais d'un calcul numérique par élément finis. Cette analyse permet d'aborder deux aspects classiques du comportement des fondations superficielles, à savoir la capacité portante et le tassement.

L'outil de calcul utilisé dans cette analyse est le progiciel Plaxis professionnel version 8.2.

2. Présentation du code de calcul Plaxis version 8.2.

Conçu par des géotechniciens numériques, le code éléments finis *PLAXIS* représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 noeuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc).

Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné [BOU1, 04].

Le programme de Plaxis consiste en quatre sous-programmes à savoir:

2.1 Programme d'entrée des données (INPUT):

Pour exécuter l'analyse par éléments finis en utilisant Plaxis, l'utilisateur doit créer un modèle d'éléments finis et spécifier les propriétés du matériau, sa loi de comportement, les charges, les conditions aux limites ainsi que la génération d'un maillage approprié basé sur les dimensions du modèle géométrique.

2.2 Programme de calculs (CALCULATION) :

Après la définition du modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Il est toute fois nécessaire de définir au préalable le type des calculs à réaliser ainsi que les cas de chargement ou les étapes de construction qui seront à appliquer. Le programme de calcul permet de réaliser un calcul plastique, une analyse de consolidation, un calcul de coefficients de sécurité et un calcul dynamique.

2.3 Programme de résultats (OUTPUT):

Une vaste gamme d'outils est offerte par Plaxis pour afficher les résultats d'une analyse aux éléments finis.

2.4 Programme courbes (CURVES):

Ce programme contient toutes les options nécessaires pour générer des courbes charge-déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contraintes-déformations.

3. Analyse dimensionnelle- théorème de π

Cette Analyse a pour but de cerner tous les paramètres clefs du problème étudié, telle que les propriétés physique et géométrique de la fondation et les caractéristiques géotechniques du sol. Elle permet aussi de réduire leur nombre en créant de nouvelles fonctions, appelées termes en π , de ces mêmes paramètres. Donc le résultat est beaucoup plus général quelque soit la valeur que peut prendre un de ces paramètres.

Les paramètres en π sont déterminés par le théorème de Vashy Buckingham. En écrivant que le problème est décrit par l'équation suivante, faisant intervenir les grandeurs physiques :

$$f(B, \alpha, \psi, D, v_s, v_b, C, \phi, \gamma, q, E_b, E_s) = 0 \quad 3.1$$

Elle se transforme, selon ce théorème, en une fonction faisant intervenir les termes en π adimensionnels :

La relation adimensionnelle est donc de la formule suivante :

$$g(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{n-k}) = (\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{12}) \quad 3.2$$

n est le nombre de quantité physique, soit $n=11$.

k est le nombre d'unité fondamentales, soit $k=3$.

Les termes en π sont donc sans dimension et sont donnés selon ce théorème comme suit :

- $\pi_1 = \varphi$: angle de frottement
- $\pi_2 = \nu_s$: Coefficient de poisson du sol
- $\pi_3 = \nu_b$: Coefficient de poisson de la fondation
- $\pi_4 = \frac{C}{\gamma \cdot B}$: Facteur de stabilité de la fondation
- $\pi_5 = \frac{q_l}{\gamma \cdot B}$: Chargement adimensionnel
- $\pi_6 = \frac{D}{B}$: Elancement relatif
- $\pi_7 = \frac{E_s}{E_b}$: Compressibilité relative sol/fondation
- $\pi_8 = \frac{\alpha}{\gamma}$: Pente initiale relative de la courbe de chargement
- $\pi_9 = \psi$: Angle de dilatance.

Les paramètres de l'étude sont schématisés dans la figure 3.1.

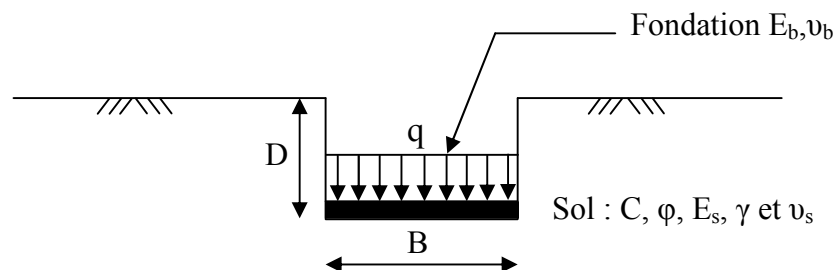


Figure 3.1 Présentation du massif de sol et paramètres étudiés.

3.1 Etude paramétrique :

L'étude paramétrique menée a pour objet d'évaluer la réponse du modèle en faisant varier les différents paramètres et en analysant l'influence de ces derniers sur la réponse du modèle du système sol/fondation.

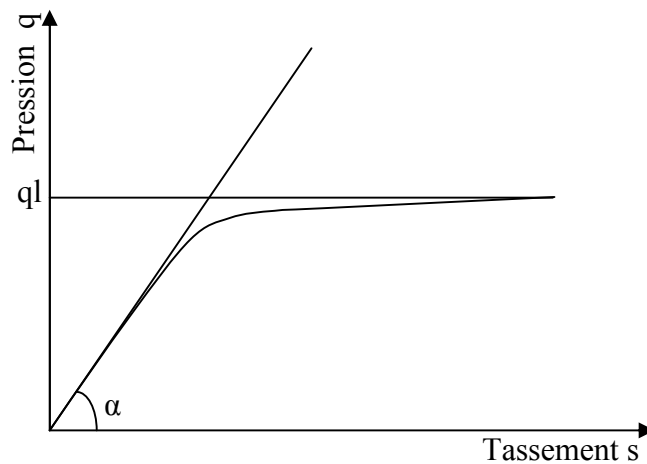


Figure 3.2 : Représentation de la courbe charge déplacement (q-s)

Les paramètres recherchés sont la capacité portante et la pente initiale de la courbe de chargement dans le domaine des petits déplacements comme le montre la figure 3.2.

4. Définition des paramètres de l'étude

4.1 Elancement de la fondation D/B :

Ce terme est défini comme étant le rapport entre la fiche de la fondation et sa largeur B (ou son diamètre). Les valeurs du rapport considérées dans cette étude sont : 0, 1 et 2.

4.2 Angle de frottement du sol φ :

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger le temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite.

Deux types de sols ont été choisis dans l'analyse à savoir : les sols purement cohérents (cohésifs) qui sont caractérisés par un angle de frottement nul ($\varphi_{uu}=0$) et les sols pulvérulents (frottant) ayant des angles de frottement variables $30, 35$ et 40° .

4.3 Cohésion :

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottants, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec $\nu = 0.5$, PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : Ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c -depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problèmes (typiquement en kPa/m).

4.4 Coefficient de poisson (ν_s) :

Deux valeurs du coefficient de poisson ont été utilisées lors des simulations numériques. La première valeur est égale à 0.5 pour des sols purement cohérents saturés et pour les sols purement pulvérulents, la valeur de ν_s est de 0.33.

4.5 La pente initiale relative α / γ :

Ce paramètre est étudié, afin de déterminer sa variation en fonction de l'élanement relatif D/B.

5. Caractéristiques des matériaux :

5.1 Caractéristiques des massifs de sols et leur loi de comportement :

➤ Sols purement cohérents (cohésifs) :

Les argiles saturées sont dotées d'une cohésion et d'un faible angle de frottement dont leurs caractéristiques sont récapitulées dans le tableau 3.1.

Tab 3.1 : Caractéristiques des sols purement cohérents

γ (KN/m ³)	C (KPa)	ϕ_{uu} °	ν_s	Ψ °	E (MPa)
18	50	0	0.5	0	5
20	100	0	0.5	0	10
20	200	0	0.5	0	20

Le comportement des argiles est régi par une loi élasto-plastique parfaite (non dilatant) et le critère de rupture adopté est celui de Mohr-Coulomb.

➤ Sols pulvérulents (sol frottant):

Les sables sont des sols frottants caractérisés par une faible cohésion et un angle de frottement important selon son état de compacité. Dans cette étude, la dilatance n'est pas prise en considération pour les sables denses ($\psi=0^\circ$).

Pour simuler le comportement des sables, on a introduit le critère de rupture de Mohr Coulomb. Il s'est avéré aux premières analyses que ce type de critère ne décrit pas convenablement le comportement des sables. Le modèle de sol avec écouissage (Hardening soil model) est utilisé pour simuler le comportement des sables. Ce dernier est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique, formulé dans le cadre de l'élastoplasticité avec écouissage en cisaillement. Les caractéristiques des sables étudiés sont récapitulées dans le tableau 3.2.

Tab 3.2: caractéristiques des sols purement cohérents

γ (KN/m ³)	C (KPa)	φ°	ν	Ψ°	E (MPa)
14	1	30	0.33	0	5
15.16	1	35	0.33	0	20
16.3	1	40	0.33	0	40

Notons que le logiciel Plaxis peut manipuler des sables sans cohésion ($c=0$), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour éviter les complications, il est conseillé d'utiliser au moins une valeur faible ($C>0.2$ kPa).

5.2 Caractéristiques de la fondation et des parois :

Deux types de fondations ont été étudiés, la semelle filante et circulaire. La semelle est considérée comme infiniment rigide et chargée par des tassements uniformes imposés, ce qui permet d'obtenir les efforts correspondants à partir du calcul par éléments finis. Ces efforts seront divisés par la surface de la base de la fondation pour avoir la capacité portante de la semelle. Dans le cas d'une fondation ancrée à une fiche D, les parois modélisées ont un poids nul, pour que n'influence sur la capacité portante qui sera déterminée avant la rupture.

5.2.1 Interface sol fondation :

Dans cette étude, l'interface est considérée comme rigide entre le sol et fondation et au niveau des parois. Dans le modèle numérique, les nœuds du maillage aux frontières sont communs aux deux matériaux et il y'a une continuité de déplacements.

5.2.2 Discrétisation spatiale du système sol/fondation :

Vu la géométrie du modèle, il a été donc discrétisé uniquement une partie du modèle soit en déformation plane pour une semelle filante et en axisymétrique pour la semelle circulaire.

Comme tout calcul par éléments finis, des conditions en déplacements doivent être imposés aux frontières du maillage. Pour que les conditions aux limites n'aient pas d'influence sur le comportement de la fondation, il convient de fixer ce qui suit :

- Les nœuds de la limite horizontale inférieure sont empêchés de tout déplacement et toute rotation.
- Les nœuds appartenant à la limite verticale, seule le déplacement selon l'axe de chargement est permis.
- Le reste des nœuds sont libres de se déplacer dans leur plan.

Les éléments utilisés sont du type triangulaire à quinze nœuds pour les massifs de sols cohérents et pulvérulents comme le montre la figure 3.3. Les parois verticales sont modélisées par l'élément poutre « beam ».

Le maillage utilisé est de type non structuré. Il dépend directement des dimensions et de la géométrie du modèle. Il doit répondre à plusieurs conditions qui dépendent elles même de la nature du sol. La procédure du dimensionnement du modèle numérique est la suivante :

- Les dimensions du maillage ont été retenues suite à une augmentation progressive de la largeur et la hauteur du modèle jusqu'à stabilisation des tassements à la base de la fondation. On vérifie par la suite que les déplacements des nœuds en frontière du modèle sont pratiquement négligeables. les figures 3.4 et 3.5 illustre la stabilisation des courbes de chargement en fonction des dimensions du modèl.
- La procédure de dimensionnement de la zone utile étant abandonnée, une distribution d'élément assez homogène est adoptée. Les dimensions du modèle géométrique adopté pour les simulations numériques dans le cas des semelles filantes et sont illustrées dans la figure 3.6. pour le cas des semelles circulaire est de 17B.
- Les dimensions du modèle sont choisies d'une manière à éviter que les zones sollicitées buttent avec les limites du modèle.
- Le raffinement du maillage se fait jusqu'à obtention d'un nombre d'éléments assez élevé, pour lequel la solution converge sans apparition d'éventuelle instabilité numérique lors du calcul.

- Le maillage final pour lequel on a opté est représenté par les figures 3.6 et 3.7, avec un nombre d'élément compris entre 6000 et 7700 éléments à 6 nœuds dans le cas d'un sable dense et qui doit être impérativement supérieur à 1000 éléments lorsque le sable est lâche.

Procédure et arrêt des calculs :

La méthode de résolution employée est la méthode de Newton-raphson modifiée [source]. Le calcul a été mené en deux phases, dont la première consiste à générer les contraintes initiales (état K_0). La deuxième étape de calcul vise à déterminer l'état final de chargement.

Il semble intéressant d'évoquer le problème rencontré lors des calculs numériques, il s'agit en fait dans la détermination des charges de ruine qui demeurent aujourd'hui très ambiguës aussi pour le numéricien que pour l'expérimentateur.

Dans le cas des simulations numériques des sols cohérent, les calculs sont arrêtés lorsqu'un changement brutal de la direction de la réponse charge déplacement est observée (voir figure 3.8). Pour les sables, les calculs sont arrêtés dès que l'apparition du pic puis la chute de charge (voir figure 3.9).

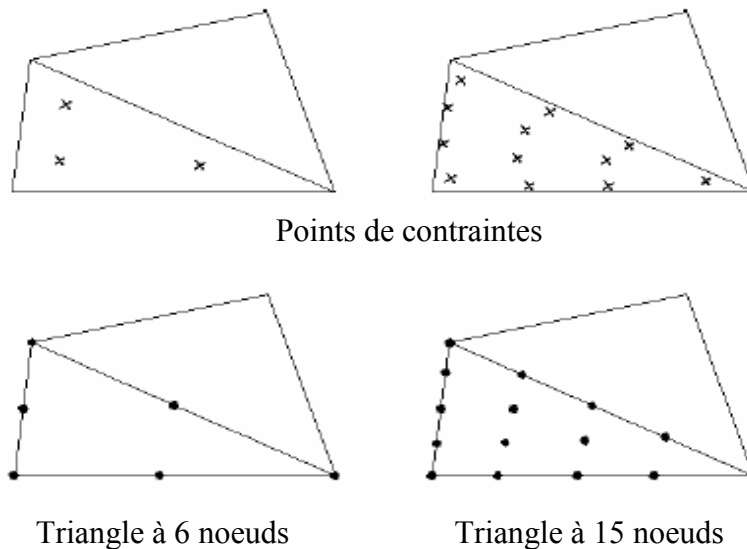


Figure 3.3: Présentation des éléments à 15 et 6 nœuds.

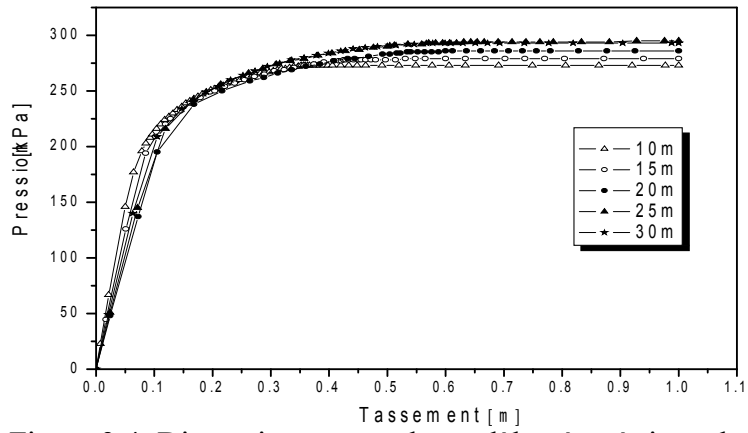


Figure 3.4: Dimensionnement du modèle géométrique dans le cas des semelles filantes (modèle en déformation plane).

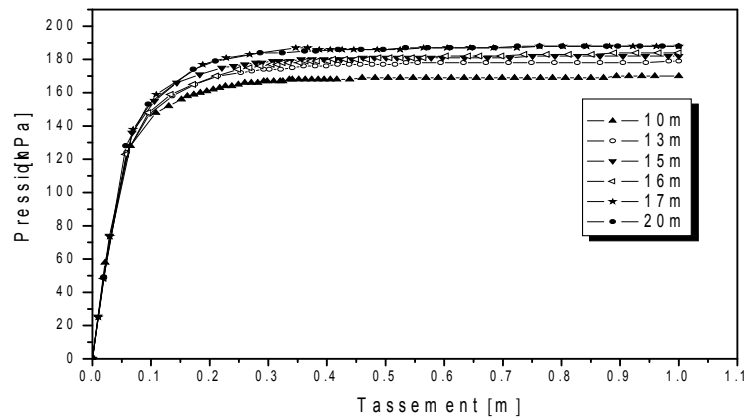


Figure 3.5 : Dimensionnement du modèle dans le cas d'une semelle circulaire (modèle axisymétrique).

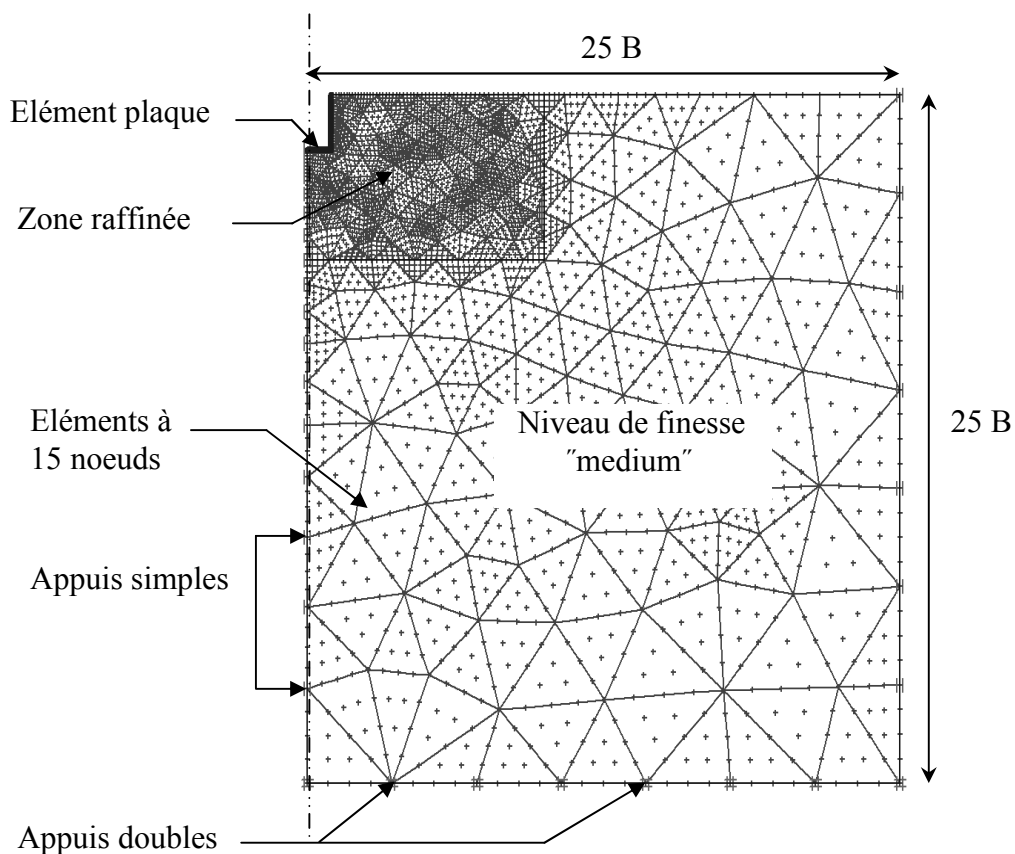


Figure 3.6: Modèle d'éléments finis maintenu lors des simulations numériques.

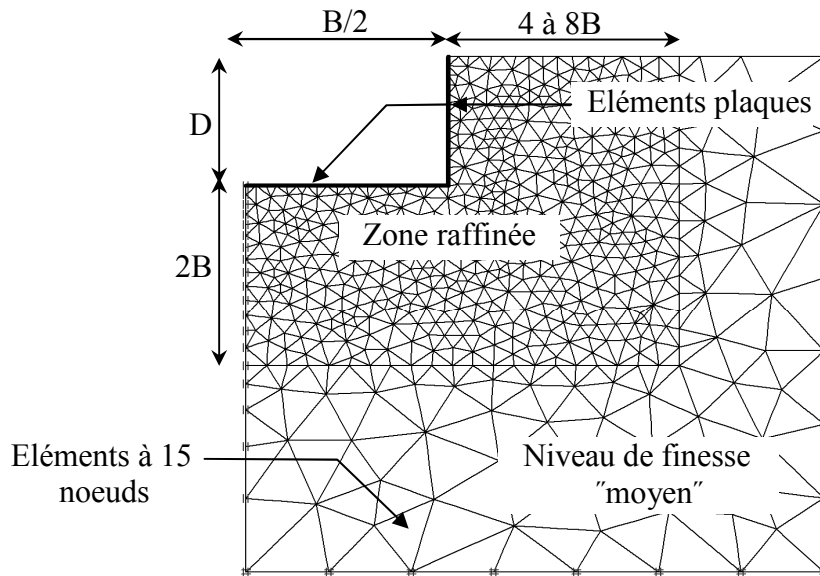


Figure 3.7: vue agrandie (au voisinage de la fondation) de la zone d'influence de la capacité portante.

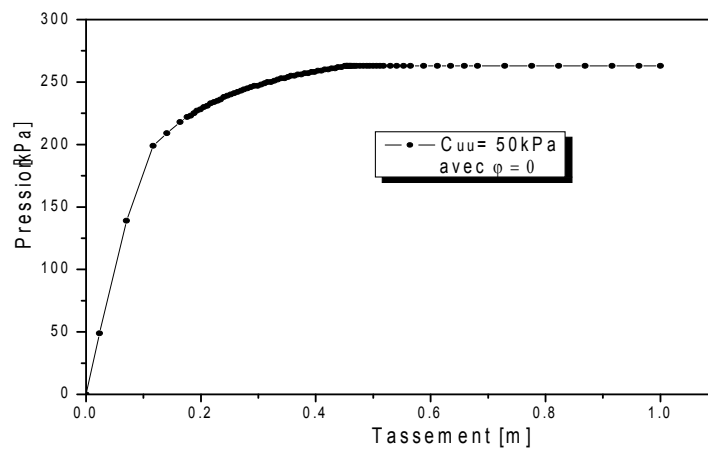


Figure 3.8 : Courbe de chargement pour une argile molle ($C_{uu}=50\text{kPa}$)

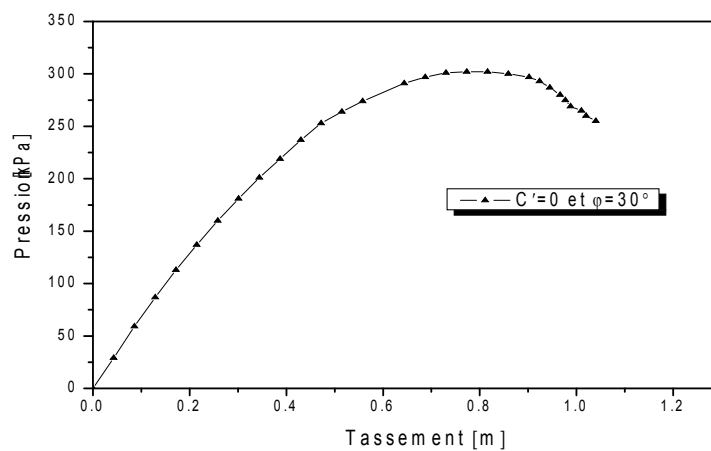


Figure 3.9 : Courbe de chargement pour un sol Pulvérulent (sable lâche).

6. Présentation des résultats

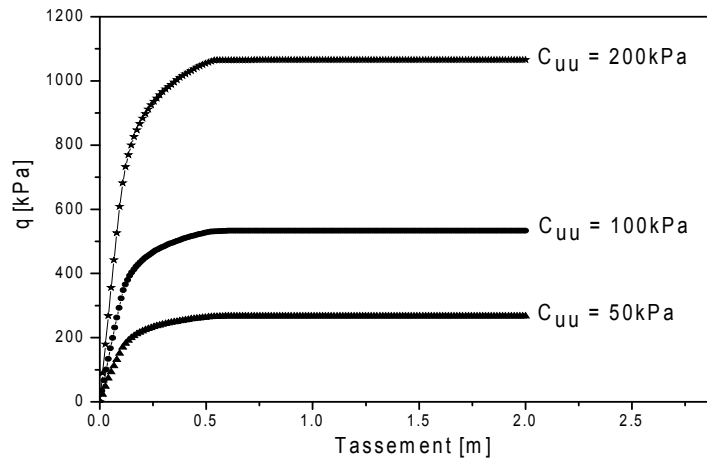


Figure 3.10 : Courbe de chargement pour une semelle filante en surface ($D/B=0$)

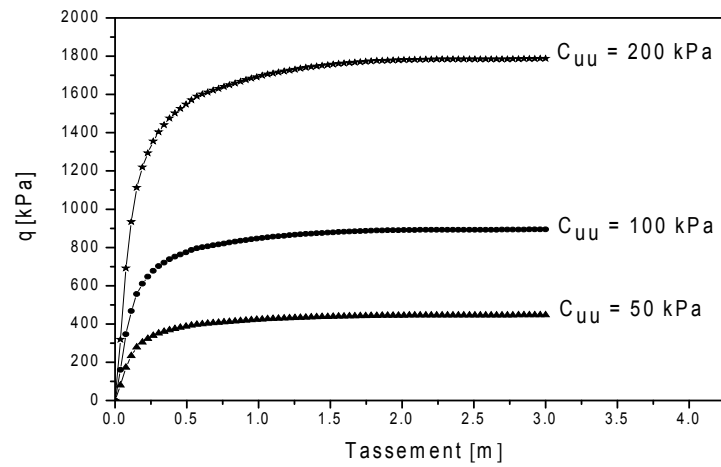


Figure 3.11 : Courbe de chargement pour une semelle filante ayant $D/B=1$.

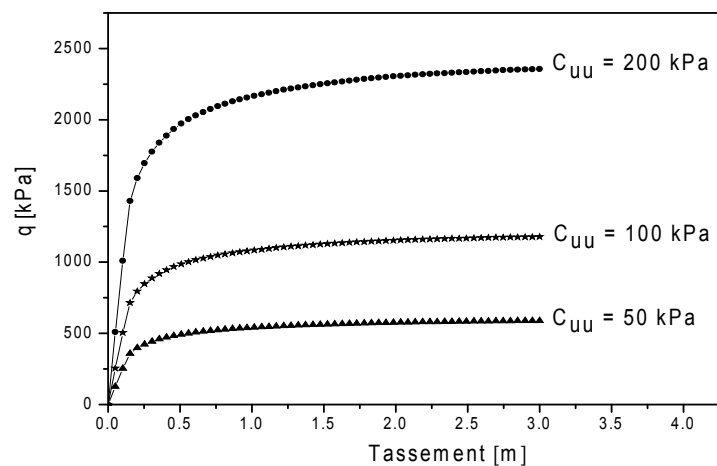


Figure 3.12 : Courbe de chargement pour une semelle filante ayant $D/B=2$.

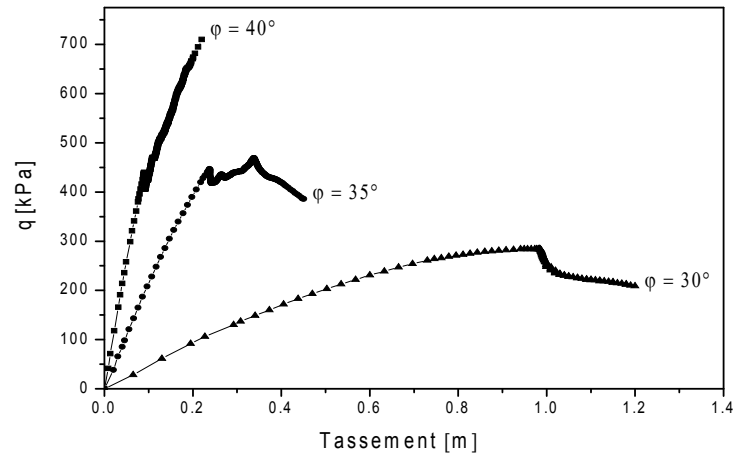


Figure 3.13 : Courbe de chargement pour une semelle filante en surface ($D/B=0$)

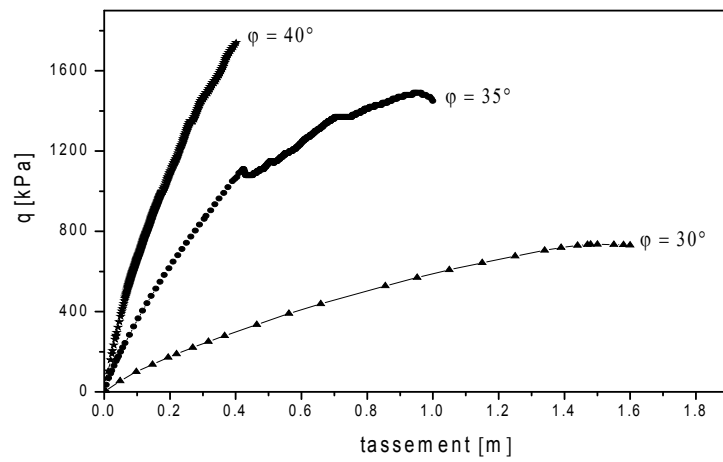


Figure 3.14 : Courbe de chargement pour une semelle filante ayant $D/B=1$.

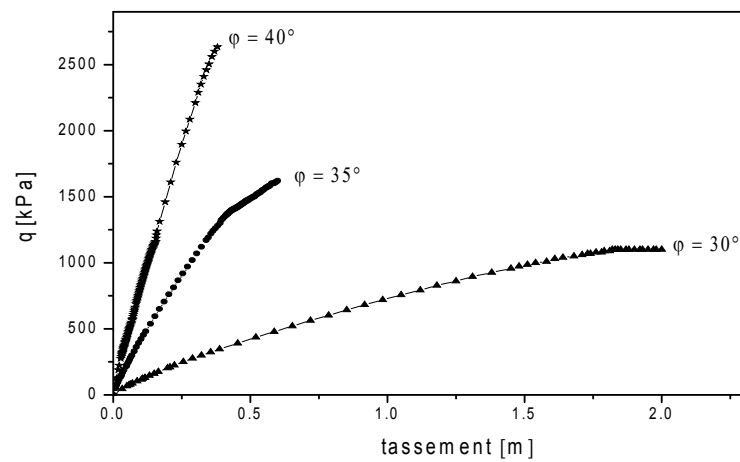


Figure 3.15 : Courbe de chargement pour une semelle filante ayant $D/B=2$

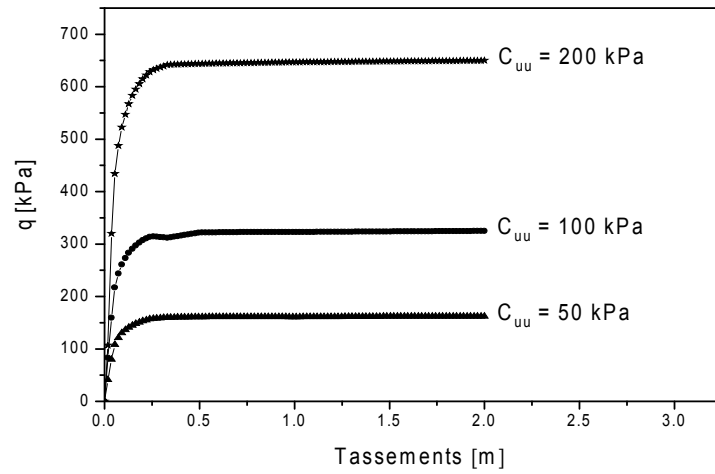


Figure 3.16 : Courbe de chargement pour une semelle circulaire en surface ($D/B=0$)

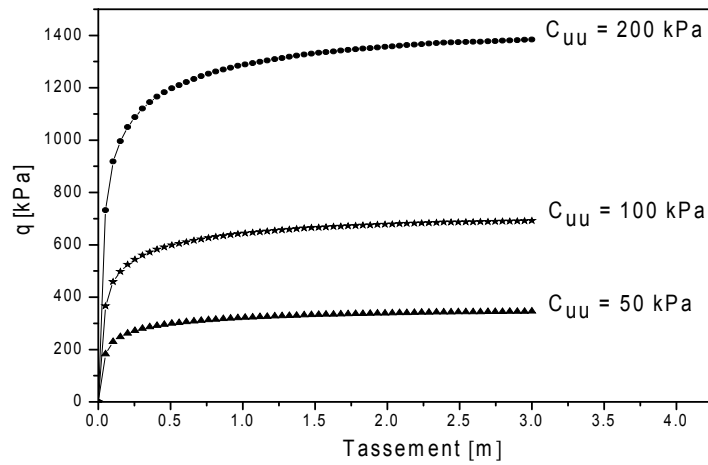


Figure 3.17 : Courbe de chargement pour une semelle circulaire ayant $D/B=1$.

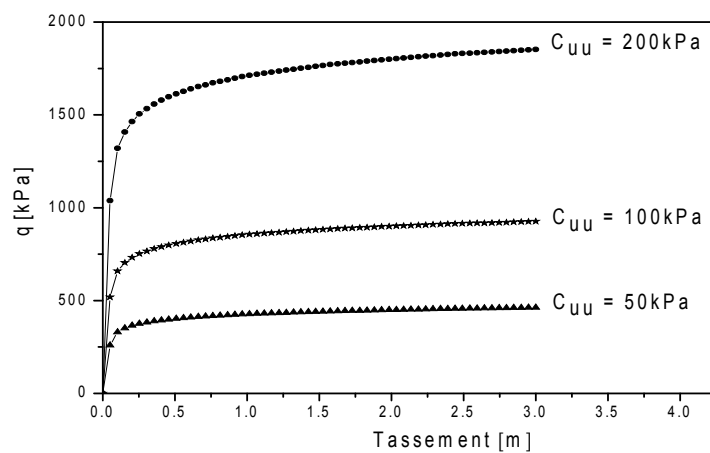


Figure 3.18 : Courbe de chargement pour une semelle circulaire ayant $D/B=2$.

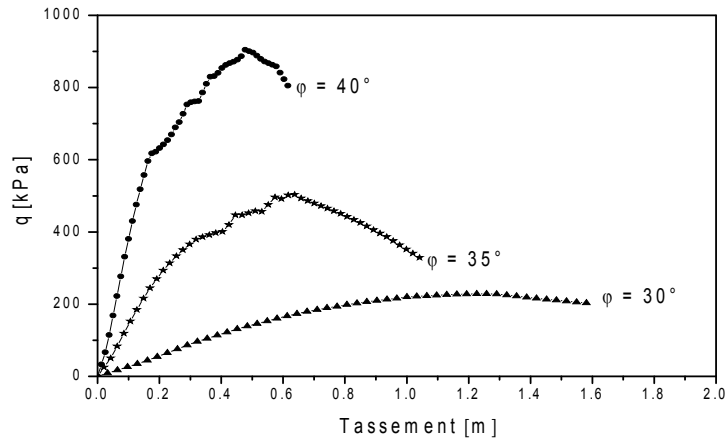


Figure 3.19 : Courbe de chargement pour une semelle circulaire en surface ($D/B=0$)

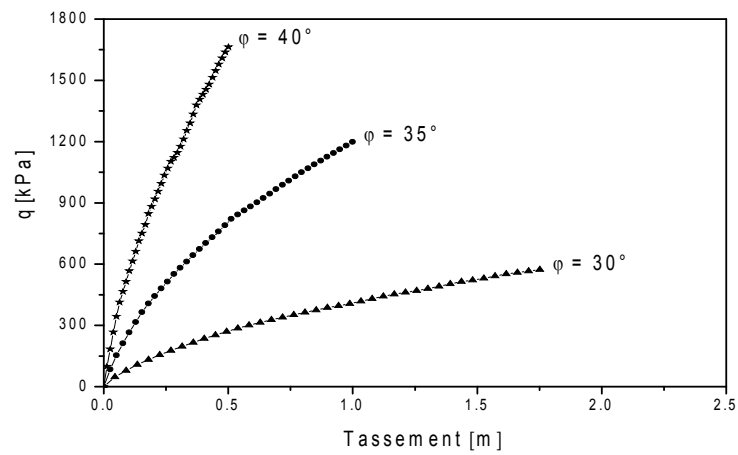


Figure 3.20 : Courbe de chargement pour une semelle circulaire ayant $D/B=1$.

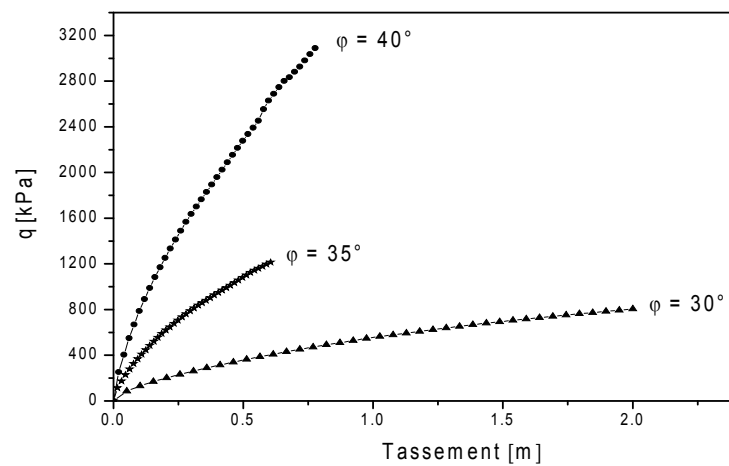


Figure 3.21 : Courbe de chargement pour une semelle circulaire ayant $D/B=2$.

7.1. Interprétation des résultats:

7.1 Comportement des fondations filantes :

7.1.1 Capacité portante :

Il est à rappeler que les paramètres recherchés dans cette étude, sont la capacité portante de la fondation et la pente initiale de la courbe de chargement.

La méthode utilisée pour la détermination de la capacité portante, est la procédure graphique d'Asaoka. Cette dernière dépend du nombre de points à ajuster. Le principe de la méthode est comme suit :

La capacité portante par définition, est celle qui correspond à un tassement infini, ce qui veut dire, que pour un grand déplacement, la charge appliquée au n ème pas est égale à la charge appliquée correspondant au pas suivant, soit $N+1$ (voir figure 3.22).

La procédure graphique d'Asaoka, nécessite une interpolation de la courbe de chargement, pour des équidistants des déplacements et le point d'intersection $q_{n+1}=f(q_n)$ avec la bissectrice, représente la capacité portante recherchée comme le montre la figure 3.22.

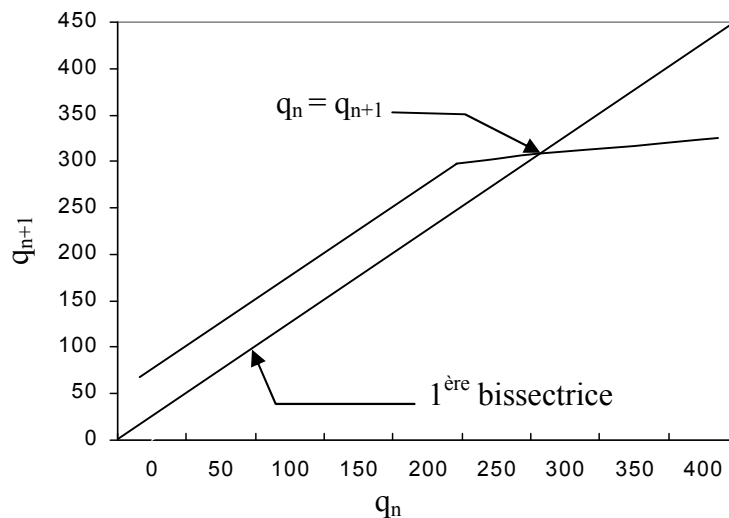


Figure 3.22 : Schéma type pour la détermination de q_l selon la procédure graphique d'Asaoka.

7.1.2 Influence de l'élanement sur la capacité portante

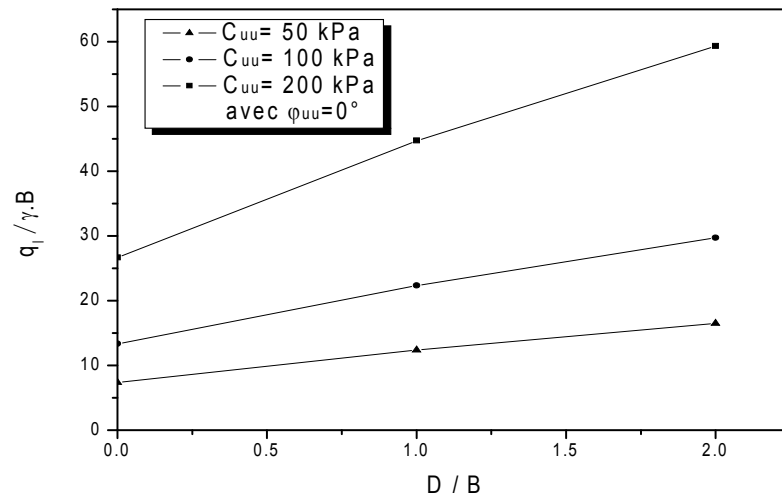


Figure 3.23 : Variation de la capacité portante en fonction de l'élanement D/B.

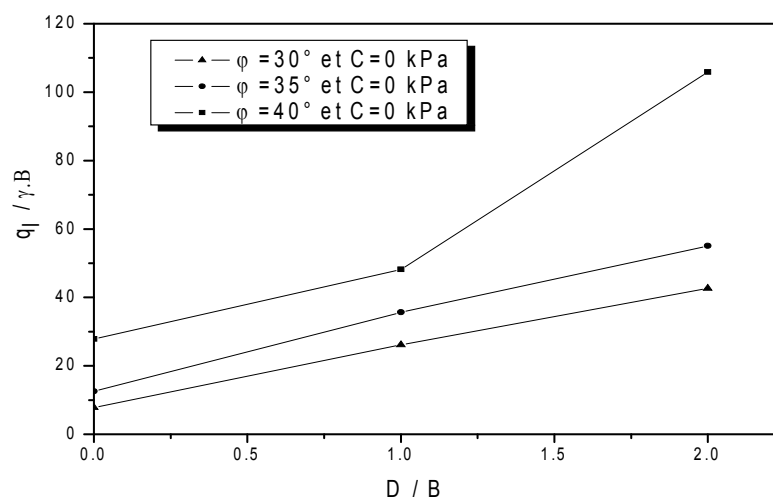


Figure 3.24 : L'influence de l'élanement relatif sur la capacité portante en fonction de l'angle de frottement en fonction de la cohésion.

En analysant les résultats des deux figures 3.23 et 3.24, on constate que la portance du sol est proportionnelle à la fiche d'ancrage quelque soit le matériau. Dans le cas de sols Purement cohérent, l'allure de la courbe q_l en fonction de D/B est linéaire. L'expression de q_l en fonction de l'ancrage D/B et la cohésion peut s'écrire de la manière suivante:

$$\frac{q_l}{\gamma B} = \mu + \lambda \frac{D}{B} \quad 3.3$$

Les paramètres μ et λ sont déterminés à partir d'un ajustement linéaire au sens des moindres carrés.

$$\mu = f\left(\frac{C}{\gamma.B}\right) \quad 3.4$$

$$\mu = a + b.C \quad 3.5$$

Et

$$\lambda = f\left(\frac{c}{\gamma.B}\right) \quad 3.6$$

$$\mu = a' + b'.C \quad 3.7$$

Les valeurs ajustées des paramètres a , a' , b et b' sont regroupés dans le tableau 3.3.

Tab 3.3 : Les valeurs de l'ajustement

$\frac{ql}{\gamma B} = \mu + \lambda \frac{D}{B}$					
μ			λ		
a	b	R	a'	b'	R
0	5.44	0.99	0	3.26	0.99

La relation [3.3] devient :

$$ql = 5.44.C + 3.26.C \cdot \frac{D}{B} \quad 3.8$$

7.1.3 Détermination de la pente initiale (α)

La méthode utilisée pour la détermination de la pente initiale (α), est celle de différence finie de Newton. Elle consiste à calculer la pente entre deux points proches au voisinage de l'origine par la formule suivante :

$$\alpha = \frac{s_2 * \frac{q_1}{s_1} - \frac{q_2}{s_2} * s_1}{s_2 - s_1} \quad 3.9$$

Les paramètres s_1 , s_2 , q_1 et q_2 sont représentés dans la figure 3.25.

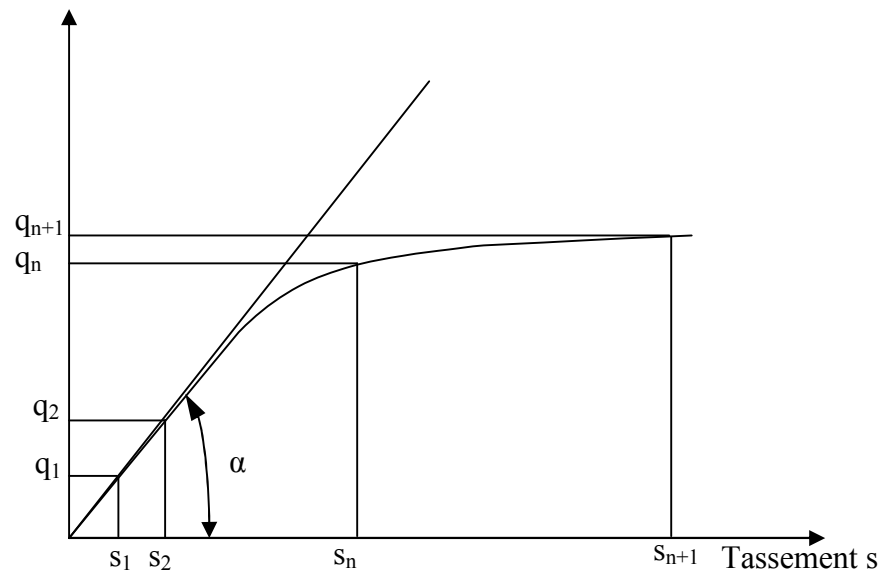


Figure 3.25 : Représentation de la courbe de chargement (q-s)

7.1.4 Influence de l'élanement sur la pente α

Selon les résultats obtenus, on constate que la pente initiale α varie linéairement en fonction de l'élanement D/B comme le montre les figures 3.26 et 3.27. Ceci indique que l'élanement influe directement sur la pente pour n'importe quel matériau étudié.

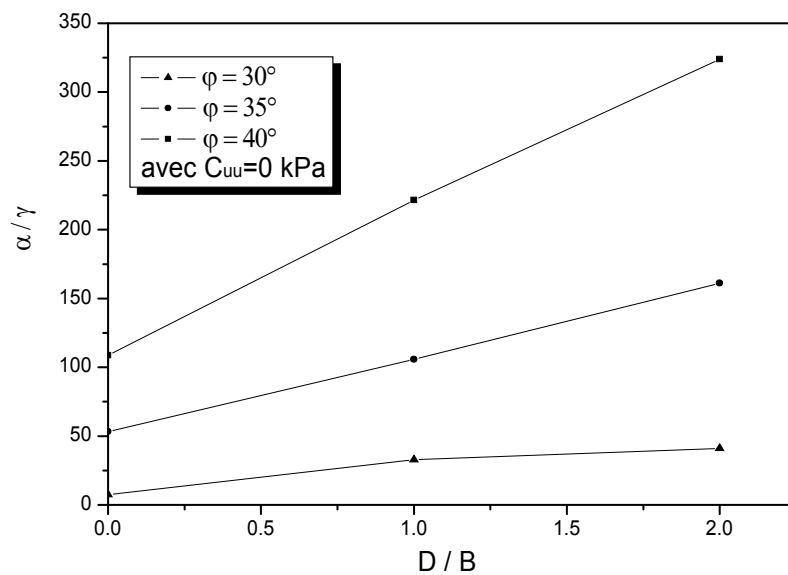


Figure 3.26 : L'influence de l'élanement relatif sur la pente

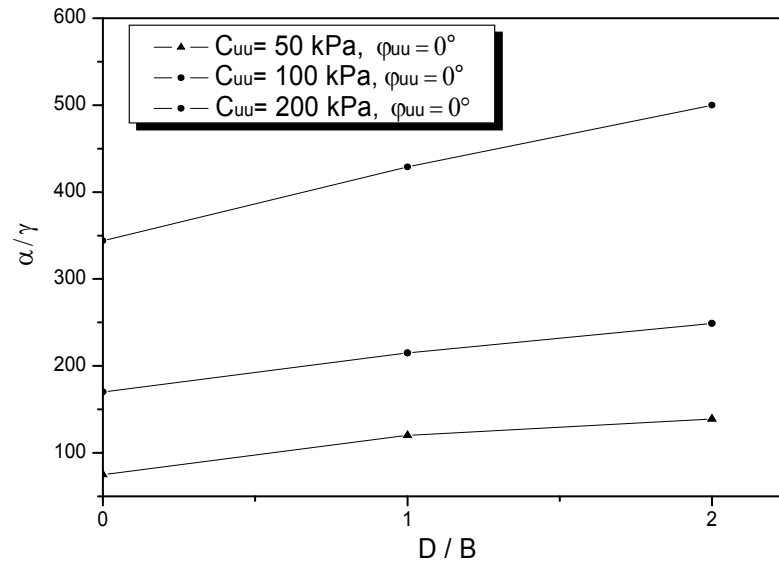


Figure 3.27 : L'influence de l'élanement relatif sur la pente initiale en fonction de la cohésion

7.2 Comportement des fondations circulaires :

La capacité portante sera déterminée de la même manière que celle dans le cas de la semelle filante.

Tab 3.4 : les valeurs de l'ajustement

$\frac{q_l}{\gamma B} = \mu + \lambda \frac{D}{B}$					
μ			λ		
a	b	R	a'	b'	R
0	6.84	0.99	0	6.48	0.99

La capacité portante globale d'une semelle circulaire dans un milieu cohérent, sera déterminée de la même manière que celle de la semelle filante.

$$q_l = 6.84.C_{uu} + 6.48.C_{uu} \cdot \frac{D}{B} \quad 3.10$$

7.2.1 Influence de l'élanement sur la capacité portante

D'après les figures.3.28 et 3.29, on constate que l'élanement a une influence directe sur la capacité portante. Dans le cas d'un sol purement cohérent, la variation de la capacité portante est linéaire avec la fiche d'ancrage. Pour le cas des sols frottants, la variation de la capacité portante est non linéaire en fonction de l'élanement. Vue la limitation des valeurs de

D/B dans notre étude, on aurait pu aller au delà des valeurs fixées, afin de déterminer l'élancement limite du quel la capacité portante ne varie pas.

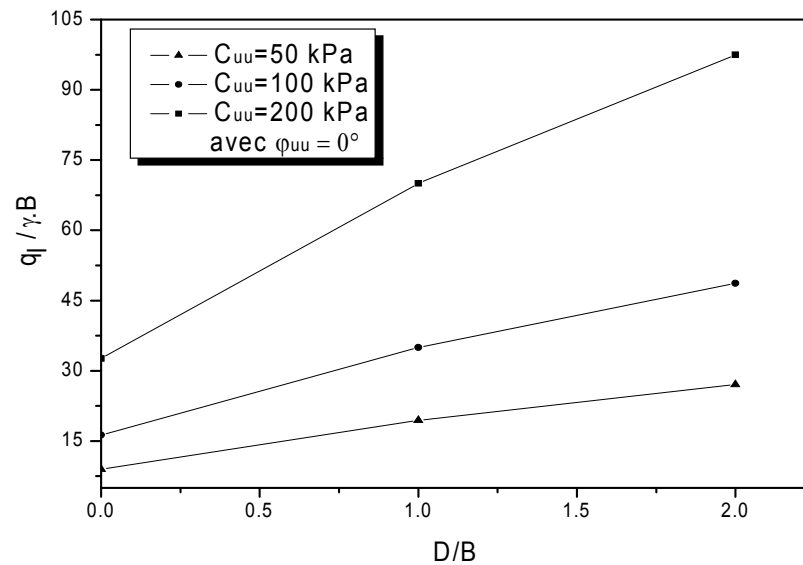


Figure 3.28 : L'influence de l'élancement relatif sur la capacité portante en fonction de la cohésion

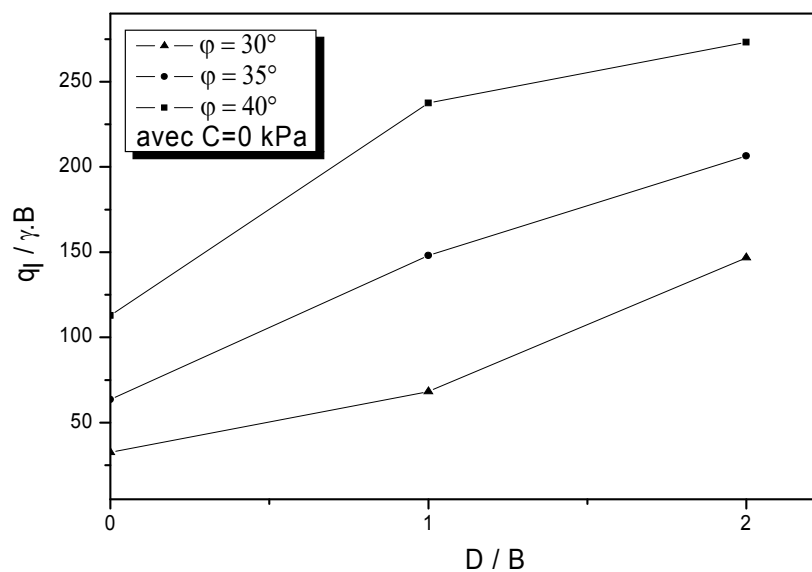


Figure 3.29 : L'influence de l'élancement relatif sur la capacité portante en fonction de l'angle de frottement.

7.2.2 Influence de l'élancement sur la pente α

D'après les figures 3.30 et 31, on remarque que la fiche d'ancrage a également l'effet sur la pente α pour les matériaux étudiés.

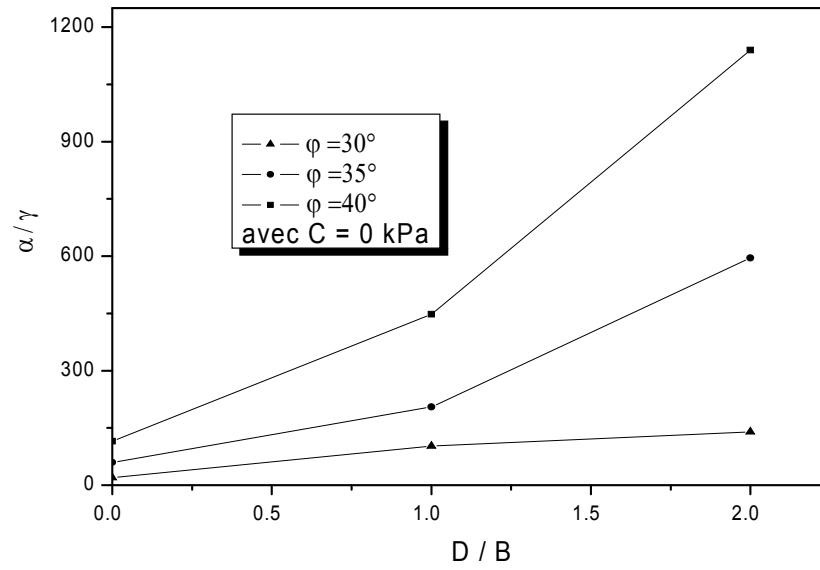


Figure 3.30: l'influence de l'élancement relatif sur la pente initiale en fonction de l'angle de frottement.

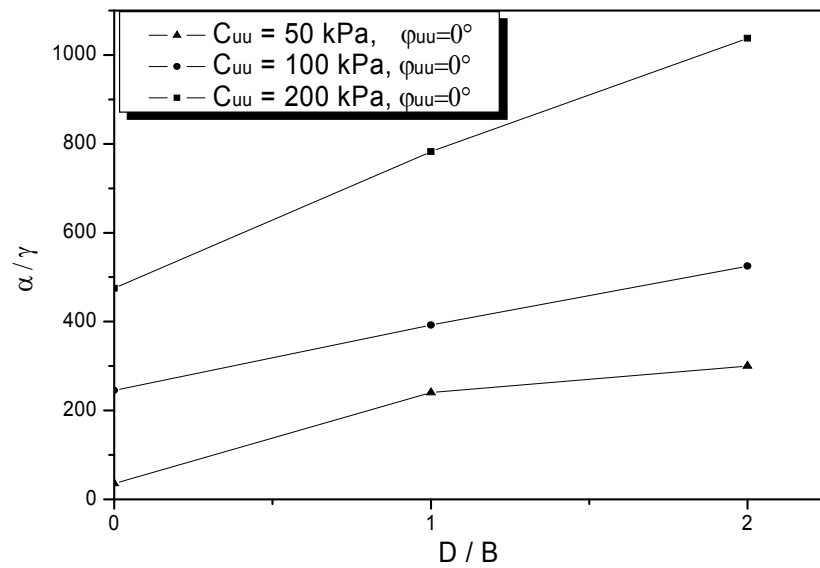


Figure 3.31 : l'influence de l'élancement relatif sur la pente initiale en fonction de la cohésion.

8. Comparaison de résultats :

8.1 Capacité portante :

Tab 3.5 : valeurs q_u [kPa] pour une semelle filante selon divers auteurs.

ϕ	D/B	numérique	Terzaghi	Salençon	Caquot-Kérisél
30°	0	300	275	206	305
	1	938	903	234	820
	2	1539	1532	262	1335
35°	0	502	642	522	726
	1	1427	1898	552	1735
	2	2202	3154	583	2745
40°	0	1113	1636	1394	1841
	1	1928	4285	1426	3394
	2	4234	6934	1459	5487

Tab 3.6 : valeurs q_u [kPa] pour une semelle circulaire selon divers auteurs.

ϕ	D/B	numérique	Terzaghi	Salençon	Caquot-Kérisél
30°	0	456	165	222	185
	1	954	794	250	698
	2	2054	1423	278	1213
35°	0	1016	385	627	435
	1	2370	1642	657	1444
	2	3303	2512	657	2453
40°	0	1806	981	2007	1105
	1	3800	3631	2039	3197
	2	4372	6279	2072	5290

Au vu des résultats présentés dans les tableaux 3.5 et 3.6, on constate que les valeurs de la capacité portante du sol obtenues à partir de Plaxis sont comparables à celles données par d'autres auteurs. A titre d'indication, l'ordre de grandeur entre la capacité portante trouvée par la formule classique de Terzaghi dans les sables lâches et celle obtenue par Plaxis est de 9 % Pour une fondation en surface.

8.2 Le facteur N_c

La contrainte limite sous une fondation superficielle continue s'obtient à partir de la relation Prandtl-Caquot pour $\varphi_{uu}=0$.

$$q_u = C_{uu} \cdot N_c + \gamma \cdot D \quad 3.11$$

Avec :

$$N_c = \pi + 2 \quad 3.12$$

Pour une semelle circulaire, il suffit de multiplier la relation [3.11] par 1,2.

Lorsque la semelle est enterrée, le facteur de portance est donné par l'expression de Skempton :

$$\text{Semelle continue : } N_c = \frac{5.14 + 6 \frac{D}{B}}{1 + 0.75 \frac{D}{B}} \quad 3.13$$

$$\text{Semelle circulaire : } N_c = \frac{6.2 + 7.5 \frac{D}{B}}{1 + 0.75 \frac{D}{B}} \quad 3.14$$

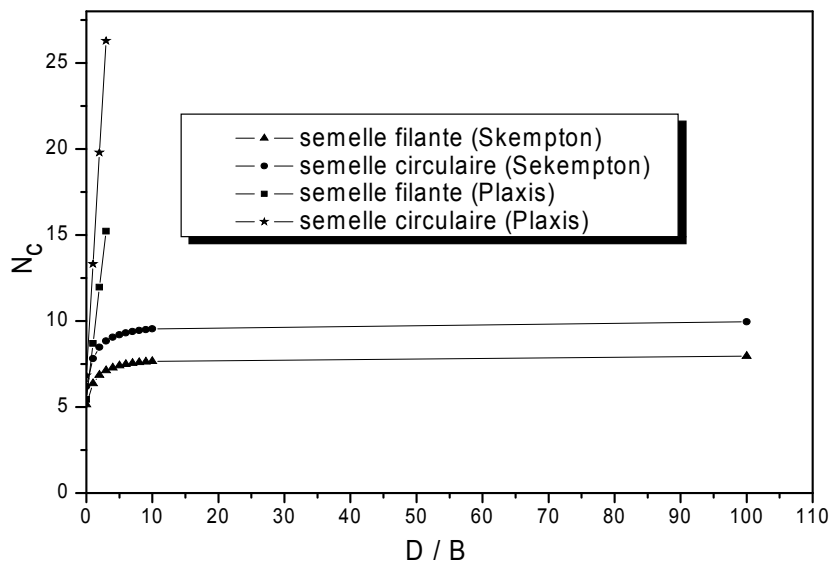


Figure 3.32 : la variation de N_c en fonction de l'élancement

D'après la figure 3.32, pour un milieu purement cohérent le facteur de cohésion N_c est comparable lorsqu'on a une semelle en surface (soit semelle filantes ou circulaire). Dès que le facteur de l'encastrement intervient les valeurs de N_c tendent vers 8 et 10 pour les semelles

filantes et circulaire respectivement, à partir des expressions de Skempton. Pour la présente étude, le facteur N_c varie linéairement en profondeur. Cette différence est due probablement à la définition du mécanisme de rupture.

8.3 Facteur N_γ :

Au vu des résultats reportés sur la figure 3.33, on constate que les valeurs numériques du facteur de la capacité portante N_γ sont différentes par rapport à celles disponibles dans la littérature. Pour les sables serrés la valeur de N_γ est inférieure à celles obtenues théoriquement. Cette différence est due probablement à la définition du mécanisme de rupture sous une fondation, il faut d'ailleurs reconnaître que les essais de laboratoire pour vérifier les valeurs de N_γ sont extrêmement délicats.[07]

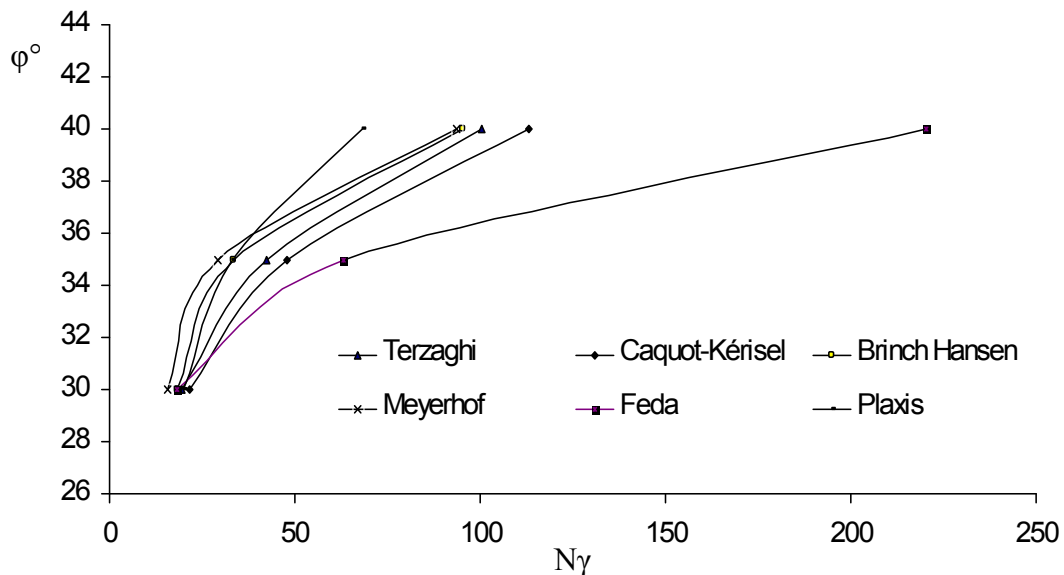


Figure 3.33 : Les valeurs de N_γ proposées par des auteurs en fonction de l'angle de frottement ϕ .

9. Conclusion :

D'après les résultats obtenus à travers ce chapitre et sous l'influence de divers paramètres considérés dans l'étude, on constate :

- ☞ La qualité du maillage : elle joue un rôle primordiale dans la conception des ouvrages. Le calcul de ces derniers nécessite une bonne connaissance sur le choix des éléments à introduire dans les calculs, afin de réduire le temps et arriver à résultat fiable. Un maillage très dense ne donnera pas forcément un meilleur encadrement de la solution

qu'un maillage grossier. En fait tout est réside dans le choix de la disposition des zones denses (concentration de contraintes) et des zones à faible densité de maillage.

- ☞ Cette procédure est utilisée dans les sols pulvérulents et cohérents, elle permet d'obtenir des résultats fins sans pour autant augmenter le temps de calcul qui augmente avec le nombre d'éléments.
- ☞ Les dimensions des modèles géométriques sont choisies d'une manière judicieuse ou le maillage est de type non structuré.
- ☞ Les calculs de la capacité portante des massifs de sols purement pulvérulents (dense) sont menés avec difficulté, lorsque les valeurs de l'angle de frottement dépassent les 35° et avec un nombre d'éléments sensiblement important. Donc le numéricien doit introduire un état final de chargement pour lequel le calcul se converge.
- ☞ Bien que le code de calcul utilisé pour les simulations dispose plusieurs modèles rhéologiques plus avancés. Les critères de Mohr -Coulomb et le critère par écrouissage sont choisis suite au peu de paramètres qu'ils nécessitent contrairement aux autres modèles.

D'autre part l'exploitation des nombreux résultats obtenus lors des simulations numériques a permis de dégager les constats suivants :

- ☞ La capacité portante pour une semelle filante ou circulaire en surface obtenues numériquement est comparable par à celle de la théorie, et ce dans le cas d'un sol purement cohérent.
- ☞ On a pu constater numériquement l'influence de la fiche d'encrage sur la capacité portante dans le cas d'un sol purement cohérent, ce qui indique que le principe de superposition des effets n'est pas une solution adéquate pour évaluer la capacité portante.
- ☞ Le facteur du poids des terres N_γ trouvé dans cette étude est comparable à ceux de la littérature, excepté pour l'angle de 40° qui est inférieur.
- ☞ La pente initiale des courbes de chargement varie linéairement avec l'élancement (D/B) dans le cas des sols cohésifs mais pour les sols frottants la variation n'est pas linéaire. Ceci indique que l'angle de frottement (ou la densité) a plus d'effet sur la pente initiale que la cohésion.

CHAPITRE 4 :

MODELISATION PAR ELEMENTS FINIS DE L'EFFET DU COMPORTEMENT SISMIQUE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.

1. Introduction :

Dans ce chapitre, on se propose d'étudier le comportement des fondations continues soumises à un chargement sismique, par le biais d'un calcul numérique par élément finis. Dans notre étude, on se limite l'analyse sur des semelles filantes suite à des exigences du code de calcul. Notre objectif est de permettre d'aborder la réponse sismique d'une fondation continue repose sur un milieu pulvérulent ensuite sur un milieu cohérent.

L'outil de calcul utilisé dans cette analyse est Plaxis 2D professionnel.

2. Présentation de Plaxis v8.2 avec module dynamique :

Les sols et les structures sont souvent soumis non seulement à des chargements statiques mais aussi à des chargements dynamiques. Si les chargements sont de grande ampleur, comme les séismes qui peuvent aisément causés des dommages pénibles sur des structures. Avec le module d'analyse de Plaxis peut générer des effets de vibration dans le sol.

Les vibration peuvent se provoquer artificiellement ; comme le battage des pieux ; mouvement d'engins ou naturellement tels que les séismes.

Les effets de vibrations peuvent être les estimer par l'analyse dynamique lorsque la fréquence du chargement dynamique est dans l'ordre ou supérieure que la fréquence du milieu. Pour les vibrations de basses fréquences, la simulation par l'analyse pseudo statique est recommandée [31].

Dans la modélisation de la réponse dynamique du système sol structure, l'inertie du sol et la durée de l'excitation sont tenus en considération. Egalement, l'amortissement dû au matériel ou à la géométrie est pris en compte. Initialement le modèle élastique linéaire proposé pour la simulation des effets dynamique, mais en principe Plaxis contient plusieurs models de sol dans sa bibliothèque.

Les surpressions peuvent être incluses dans l'analyse si le comportement non drainé est supposé. Pour le cas de la liquéfaction, la version v.8.2 ne peut effectuer l'analyse de ce phénomène.

Même si les vibrations ont souvent des caractéristiques de 3D, dans Plaxis professionnel, le module dynamique est limité à des déformations planes et des conditions axisymétriques.

L'analyse dynamique par *Plaxis* peut être divisée principalement en deux types de problèmes à savoir:

- Vibrations unique (seules) et sources.
- Problème sismique.

2.1 Vibration source

Ce problème dynamique peut être modélisé par des modèles axisymétriques. Ceci Parce que les ondes en système axisymétrique dégagent (émettre) d'une manière similaire à celle en système tridimensionnel. Par cette énergie dégagé menant à l'atténuation de l'onde avec la distance. Tel effet peut être attribué à l'amortissement géométrique, lequel est par définition inclus dans le modèle axisymétrique [31].

2.2 Problème sismique

Dans un cas sismique, le chargement dynamique est généralement appliqué le long du fond du modèle soumis à la propagation verticale d'ondes de cisaillement. Ce type de problème est simulé en utilisant un modèle de déformation plane. Il est à noter que le modèle de déformation plane n'inclue pas l'amortissement géométrique. Par conséquent, il est nécessaire de tenir compte l'amortissement matériel qui est l'amortissement de rayleigh.

2.3 Charges et conditions aux limites

Durant la vibration des massifs de fondation, deux types de dissipations d'énergie mécanique emmagasinée dans la fondation sont possibles; une dissipation d'énergie par amortissement radiatif, ainsi qu'une dissipation par amortissement matériel. Pour la prise en compte du phénomène de radiation de l'amortissement dans la solution numérique obtenue par la MEF, on peut étendre suffisamment les dimensions du modèle de sol pour les ondes réfléchies aux limites n'atteignent pas la structure durant le laps de temps où l'on évalue sa réponse. Cependant cette procédure est très coûteuse, vu la taille des calculs nécessaires. Pour contourner ce problème, on peut adopter un modèle utilisant des frontières absorbantes simulant de façon exacte la présence, au delà de la frontière, d'un

milieu d'extension infinie. L'existence de ce milieu permet la dissipation d'énergie vers l'infini.

Les limites du modèle géométrique sont considérées comme infinies, pour les modéliser en élément fini Plaxis dispose l'option *absorbent boundaries*. Les limites absorbantes ont pour but d'absorber les incréments de contraintes sur les limites causées par la réflexion des ondes à l'intérieur du sol.

2.4 Limites sismiques standards

La méthode pour introduire les charges dynamiques dans un modèle est par moyen des déplacements imposés (voire figure 4.1). Les séismes sont modélisés par des déplacements imposés horizontales. Les limites sismiques peuvent être générées à partir de l'option *standard earthquake boundaries* qui sont dans le menu *loads*.

3. Analyse dimensionnelle- théorème de π

Cette Analyse a pour but de cerner tous les paramètres clefs du problème étudié, telle que les propriétés physique et géométrique de la fondation, les caractéristiques géotechniques du sol. Elle permet aussi de réduire leur nombre en créant de nouvelles fonctions appelées termes en π entre ces mêmes paramètres. Donc le résultat est beaucoup plus général quelque soit la valeur que puisse prendre un paramètre.

Les paramètres en π sont déterminés, par le théorème de Buckingham en écrivant que : $f(B, \alpha, D, v_s, v_b, C, \varphi, q, E_b, E_s) = 0$

La relation adimensionnelle est donc de la formule suivante :

$$g(\pi_1, \pi_2, \pi_{n-k}) = (\pi_1, \pi_2, \pi_{12})$$

n : est le nombre de quantité physique, soit $n=11$.

Et k : est le nombre d'unité fondamentales, soit $k=3$.

Les termes en π sont donc sans dimension:

$$- \pi_1 = \varphi \quad 4.1$$

$$- \pi_2 = v_s \quad 4.2$$

$$- \pi_3 = v_b \quad 4.3$$

$$- \pi_4 = \frac{C}{\gamma \cdot B} \quad 4.4$$

$$- \pi_5 = \frac{ql}{\gamma \cdot B} \quad 4.5$$

$$- \pi_6 = \frac{D}{B} \quad 4.6$$

$$- \pi_7 = \frac{Es}{Eb} \quad 4.7$$

$$- \pi_8 = \frac{\alpha}{\gamma} \quad 4.8$$

3.1 Définition des données

Pour que l'analyse dynamique soit correctement menée par Plaxis, on doit assigner toutes les données nécessaires dans le programme d'entrées des données.

3.2 Modèle d'élément finis

Le massif de sol pris dans l'étude dynamique est discrétisé dans son intégralité, en considérant un état de déformation plane (voire figure 4.1).

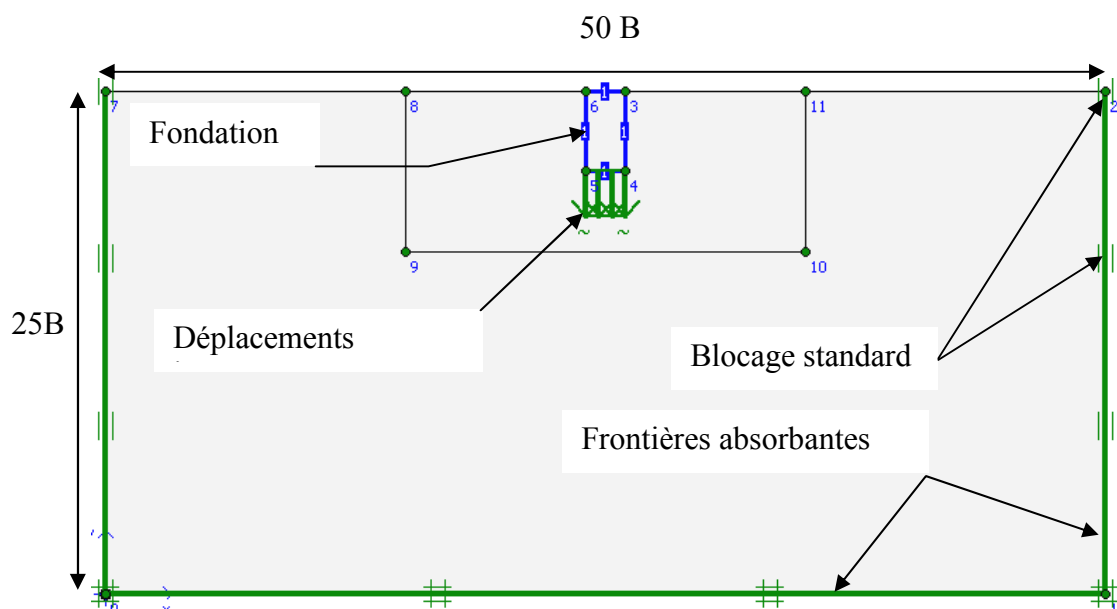


Figure 4.1: Le modèle géométrique pris dans l'analyse dynamique pour une fondation ayant $D/B=2$.

Pour chaque modèle discrétisé en éléments finis, des conditions en déplacement doivent être imposés aux limites du modèle (maillage), afin d'éviter des instabilité numériques et de s'assurer un bon déroulement du calcul par élément fini.

-Les nœuds de la limite inférieure du modèle sont empêchés de tout déplacement et de rotation.

- Les nœuds appartenant aux deux limites verticales du modèle, seul le déplacement vertical est libre ($u_x=0$).
- Les nœuds qui se trouvent à l'intérieur du modèle d'éléments finis sont libres de se déplacer dans le plan.
- Les limites absorbantes sont appliquées sur les lignes géométriques verticales et inférieures, afin de considérer que le modèle est semi infini.
- L'excitation sismique est générée au niveau de la fondation et modélisée par des déplacements imposés.
- L'excitation sismique considérée dans cette étude est celle de la composante verticale du séisme de Boumerdes (2003), enregistré par la station d'accélérographe de Keddara. L'accélérogramme de la figure 4.2 a été récolté au niveau du CGS.

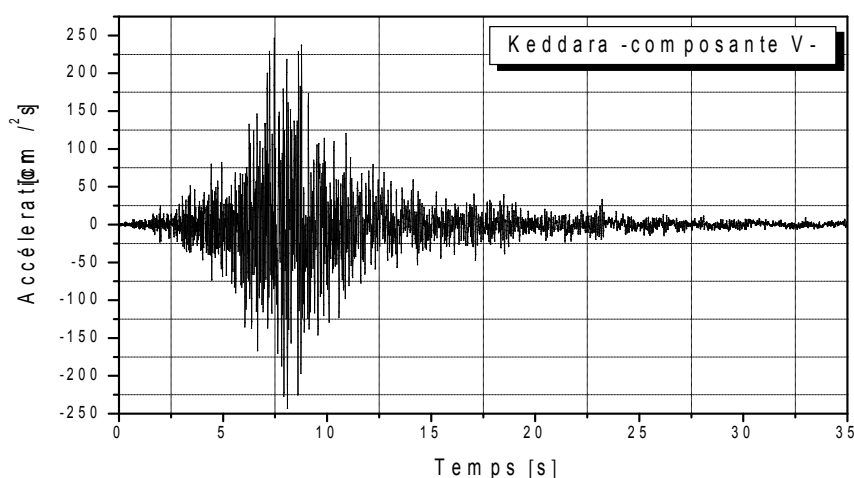


Figure 4.2 Accélérogramme utilisé lors des simulations numériques

Les éléments utilisés pour les massifs de sols frottants (purement pulvérulent) et cohésifs sont des triangles à 15 nœuds qui peuvent conduire à des bons résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture des sols incompressibles [31]. Les bords de la fondation sont modélisés par des éléments "beam." Concernant le maillage utilisé est de type non structuré, il dépend directement des dimensions et la géométrie du modèle. Il doit répondre à plusieurs conditions qui dépendent elles mêmes de la nature du sol. La procédure d'optimisation d'un maillage est citée dans le chapitre précédant. On a repris les mêmes dimensions que celles en statique, selon Budhu et Al Karni (1993), le mécanisme de rupture dans le cas sismique devient plus petit et superficiel par rapport à celui en statique. C'est pour cette raison qu'on a travaillé avec les dimensions obtenues dans le cas statique.

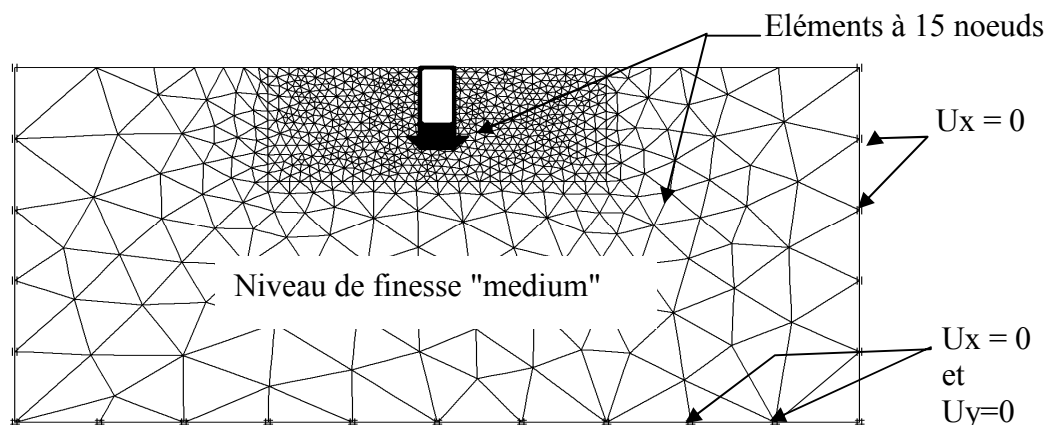


Figure 4.3 : Vue générale d'un maillage plan considéré dans des massifs de sols soient purement cohérent où purement pulvérulent pour une fondation superficielle ayant $D/B = 2$.

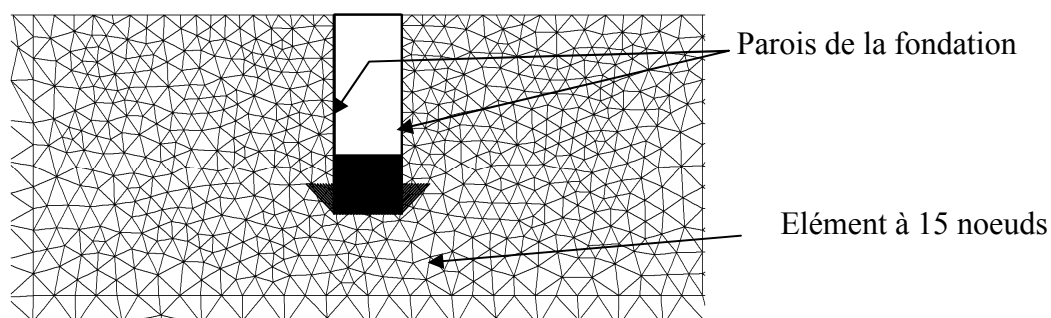


Figure 4.4 : Vue agrandie au voisinage de la fondation

3.2.1 L'élanement relatif de la fondation D/B :

Comme a été mentionné auparavant, Ce terme est défini comme étant le rapport entre l'ancrage de la fondation et sa largeur. Les valeurs à considérer lors de l'étude sont : 0, 1 et 2.

3.2.2 Angle de frottement du sol φ :

Les sols intéressés par notre étude sont des sols pulvérulents et purement cohérents; les valeurs de l'angles de frottement choisis pour les sols pulvérulents (frottants) sont variables 30, 35 et 40°, ceci correspondent à des sables lâche, moyennement dense et denses.

Les sols purement cohérents (cohésifs) et saturés sont caractérisés par un angle de frottement nul ($\varphi=0$).

N.B : Il est à signaler que notre étude se limite sur des sables non dilatants et des argiles non gonflantes.

3.2.3 Coefficient de poisson (ν) :

Deux valeurs du coefficient de poisson ont été utilisées lors des simulations numériques. La première valeur est égale à 0.5 pour des sols purement cohérent et pour les sols purement pulvérulents, la valeur de ν est de 0.33.

3.2.4 Cohésion

La cohésion a la dimension d'une contrainte. Dans notre étude on considère trois sols purement cohérents ayant les valeurs de la cohésion non drainée suivantes : 50, 100 et 200 kPa. Ces valeurs correspondent à des sols plastique, ferme et très ferme selon la norme XP P94-011.

3.2.5 Caractéristiques des matériaux

Propriétés des massifs de sols et des interfaces :

➤ Sol purement pulvérulent.

Le comportement des sables est décrit par un modèle de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écrouissage en cisaillement et le critère de rupture adopté correspond à celui du modèle de sol avec écrouissage.

Le coefficient de poisson sont choisi de manière à simuler le comportement des sols sableux à long terme ($\nu=0.33$).

➤ Sol purement cohérent.

Le comportement de ces sols est régi par une loi élastique parfaitement plastique et le modèle de sol correspondant est celui de Mohr -Coulomb.

Le choix de la valeur du coefficient de poisson est dépend du type de comportement du matériau. Dans notre cas, on a opté pour un comportement non drainé, il est conseillé d'entrer une valeur effective pour le coefficient de poisson ($\nu<0.35$). De cette façon, Plaxis ajoutera un coefficient de poisson non drainé implicite de 0.495.

Les propriétés des massifs de sols étudiés sont résumées dans les tableaux....

3.2.6 Caractéristiques de la fondation et des parois

La fondation supposée dans notre étude est filante rigide, il est modélisée par des déplacements imposés. Le matériau des parois de la fondation est supposé à un comportement élastique linéaire. Ces parois ont un poids nul, afin qu'il n'influent pas ces dernier sur la portance du sol.

3.2.7 Caractéristique de l'interface.

Les endommagements causés par les séismes montrent que les propriétés locales du sol, la géométrie de la fondation, la profondeur d'ancrage, la stratification du sol, etc., jouent un rôle déterminant dans le comportement dynamique du système sol-fondation. La modélisation du système sol fondation nécessite des éléments d'interface qui peuvent décrire le comportement réel du système sol fondation au cas d'un séisme. Dans notre étude, on s'est limité l'étude à une interface rigide. Ce qui veut dire les nœuds du maillage aux frontières sont communs aux deux matériaux et il y a une continuité de déplacement. Le modèle élasto-plastique est adopté pour décrire son comportement.

3.2.8 Amortissement de Rayleigh

L'amortissement matériel dans un sol est généralement causé par les propriétés de son état de viscosité, le frottement et le développement de la plasticité. Cependant, les modèles de sols de Plaxis n'ont pas inclus en tant que telle viscosité. L'amortissement de Rayleigh est souvent utilisé dans un modèle mathématique pour la simulation de la réponse dynamique d'une structure ; l'amortissement de Rayleigh est proportionnel à la rigidité et à la masse du système, tel que :

$$C = \alpha M + \beta K \quad 4.9$$

D'où C représente l'amortissement, M la masse, K la rigidité, α et β sont des coefficients de Rayleigh.

3.2.9 Détermination les coefficients de l'amortissement de Rayleigh

Dans la méthode des éléments finis, l'amortissement de Rayleigh constitue une des mesures pratiques réunit les effets de l'amortissement à l'intérieur de la matrice de rigidité et de la masse du système. Alpha le paramètre qui détermine l'influence de la masse sur l'amortissement du système. Le bêta de Rayleigh est le paramètre qui détermine l'influence de la rigidité sur l'amortissement du système.

Les coefficients de Rayleigh α et β peuvent être déterminés à partir au moins de deux données de l'amortissement ζ_i qui correspondent à deux fréquences de vibrations ω_i . La relation entre α , β , ζ_i et ω_i peut être présentée comme suite :

$$\alpha + \beta \omega_i^2 = 2\omega_i \zeta_i \quad 4.10$$

Les valeurs de l'amortissement ζ_i peuvent être obtenues expérimentalement à partir de l'essai à la colonne résonnante [32]. Suite au manque de valeurs typiques des coefficients de Rayleigh pour les sols purement cohérent et pulvérulent dans la littérature géotechnique, nous sommes contraint de fixer les valeurs de Plaxis par défaut qui sont mentionnées dans le tableau 4.1 et 4.2 ci après.

Tab.4.1 : Caractéristiques des massifs de sols purement cohérents

Nom	Argile molle	Argile ferme	Argile raide	Unité
Modèle	Mohr- C	Mohr- C	Mohr- C	-
Type	Non drainée	Non drainée	Non drainée	-
γ_{unsat}	13	16.25	16.25	kN/m ³
γ_{sat}	18	20	20	kN/m ³
E_{ref}	5000	10000	20000	kN/m ²
ν	0.5	0.5	0.5	-
C	50	100	200	kN/m ²
φ	0	0	0	°
ψ	0	0	0	°
R_{inter}	1.0 (rigide)	1.0 (rigide)	1.0 (rigide)	-
α	0.01	0.01	0.01	-
β	0.01	0.01	0.01	-

Tab 4.2 : Caractéristiques des massifs de sols purement pulvérulents.

Nom	Sable lâche	Sable moy	Sable dense	Unité
Modèle	Hardening-S	Hardening-S	Hardening-S	-
Type	Drainée	Drainée	Drainée	-
γ_{unsat}	14	15.16	16.3	kN/m ³
γ_{sat}	18.71	19.44	20.15	kN/m ³
E_{ref}	5000	20000	40000	kN/m ²
ν	0.33	0.33	0.33	-
C	0	0	0	kN/m ²
φ	30	35	40	°
ψ	0	0	0	°
R_{inter}	1.0 (rigide)	1.0 (rigide)	1.0 (rigide)	-
α	0.01	0.01	0.01	-
β	0.01	0.01	0.01	-

3.2.10 Charges dynamiques

Le chargement dynamique peut être constitué comme charge harmonique, charge en block ou l'utilisateur peut définir une charge à partir d'un format ASCII ou SMC pour un modèle sismique le montre la figure 4.5. Une attention doit se faire au format à utiliser lors des simulations numériques. Dans notre étude on a opté pour le format SMC qui est en centimètre, l'utilisateur doit effectuer des conversions au niveau des unités. L'unité standard utilisée pour le modèle géométrique est mètre, il est donc nécessaire d'entrée la valeur de 0.01 [m] pour les déplacements imposés.

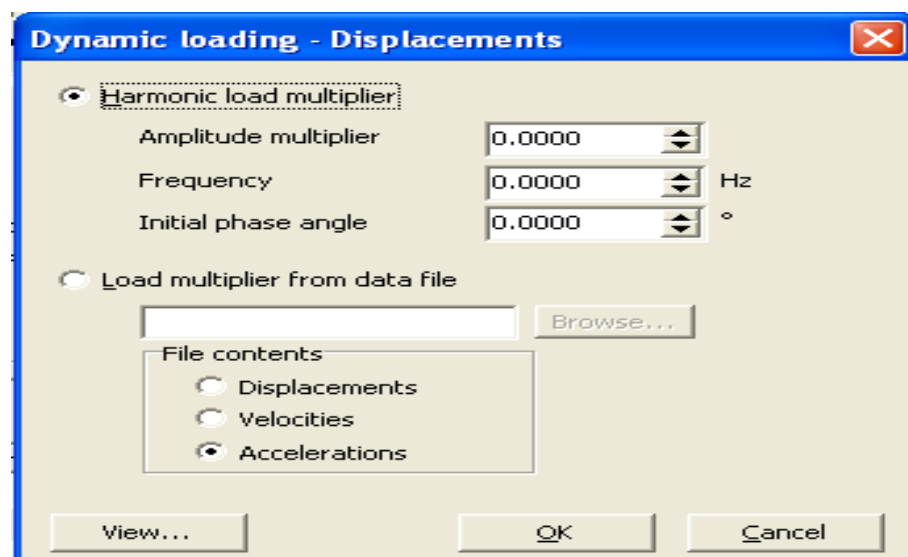


Figure 4.5: Chargements dynamiques disponibles dans de Plaxis V 8.2

4. Présentation des résultats

➤ Cas de fondation reposant sur une argile molle ($D/B=0$)

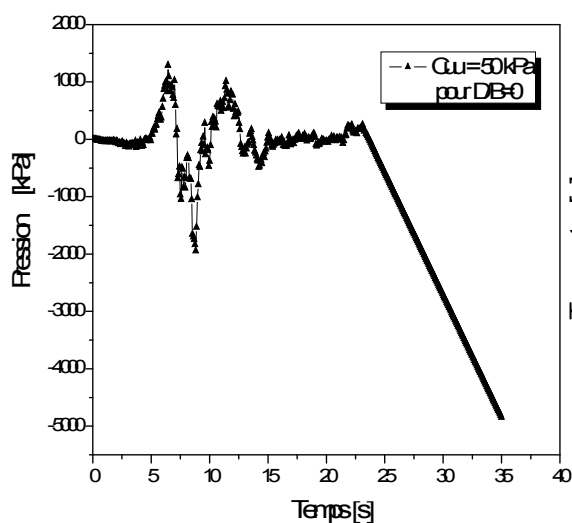


Figure 4.6 : Evolution des déplacements verticaux de la fondation.

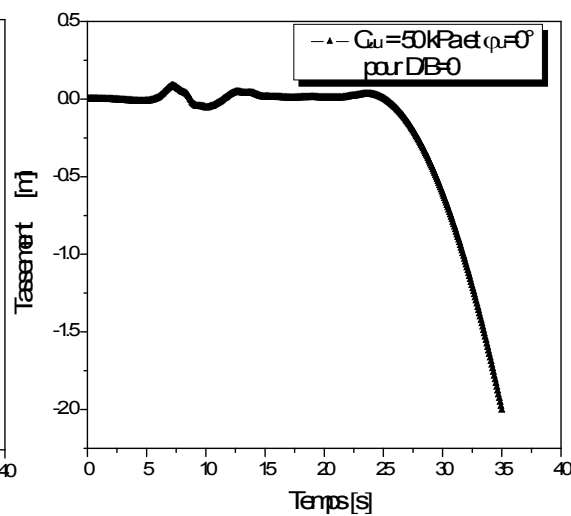


Figure 4.7 : La pression verticale en fonction du temps

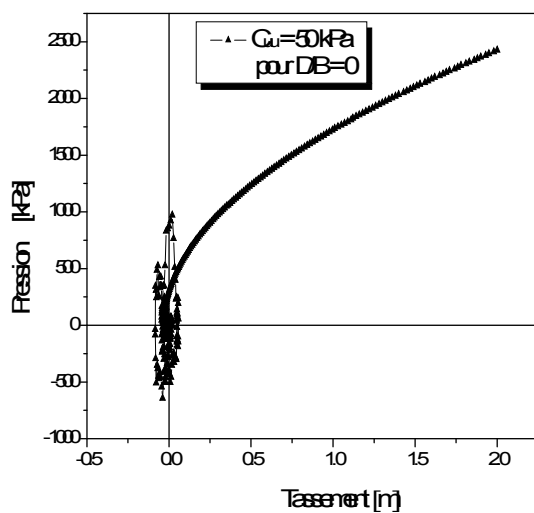


Figure 4.8: Courbe de chargement sous un chargement sismique

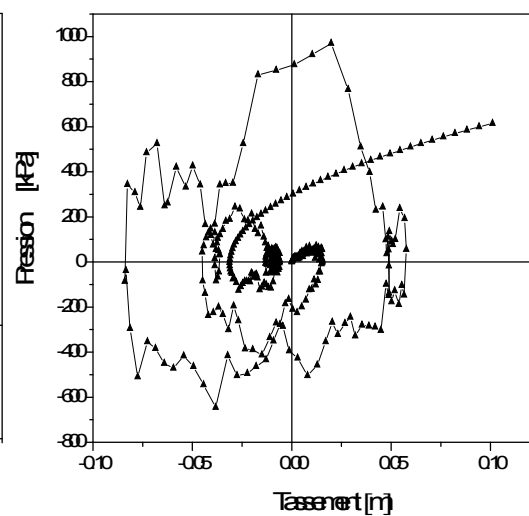


Figure 4.9: Agrandissement de la courbe de chargement

➤ Fondation ayant D/B=1

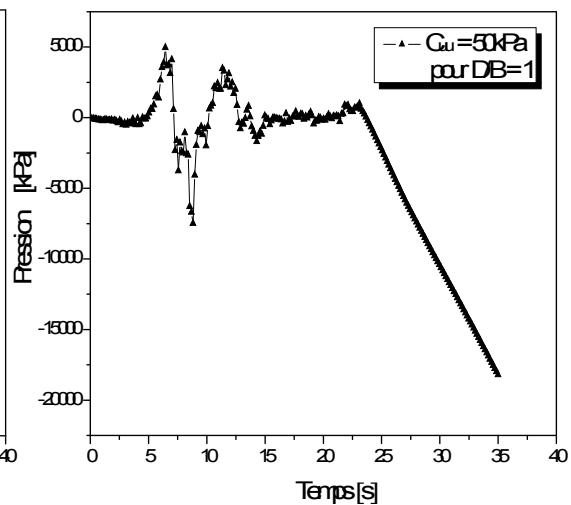
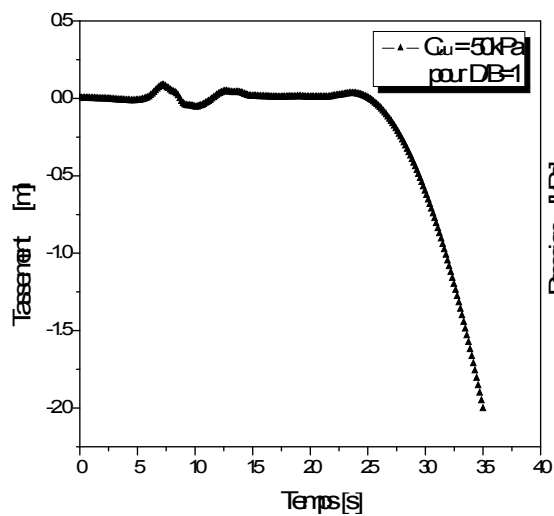


Figure 4.10 : Evolution des déplacements verticaux de la fondation. Figure 4.11 : la pression verticale en fonction du temps

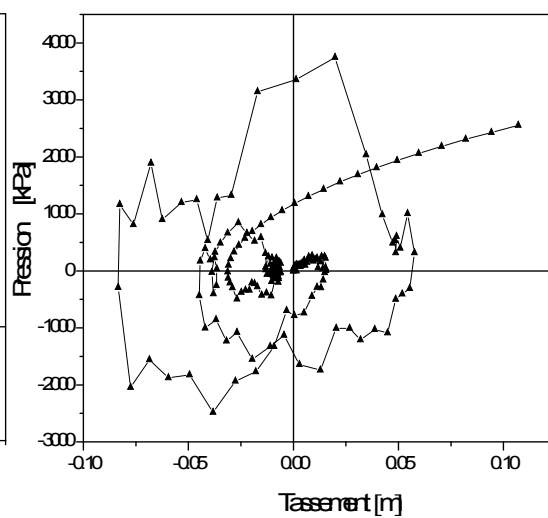
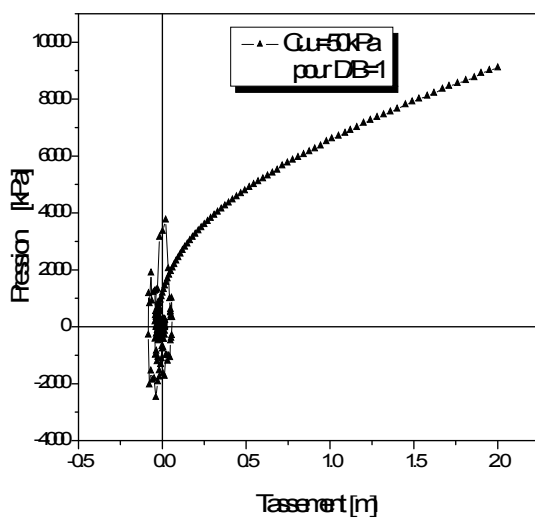


Figure 4.12 : Courbe charge-déplacements. Figure 4.13 Agrandissement de la courbe de chargement.

➤ Fondation ayant D/B=2

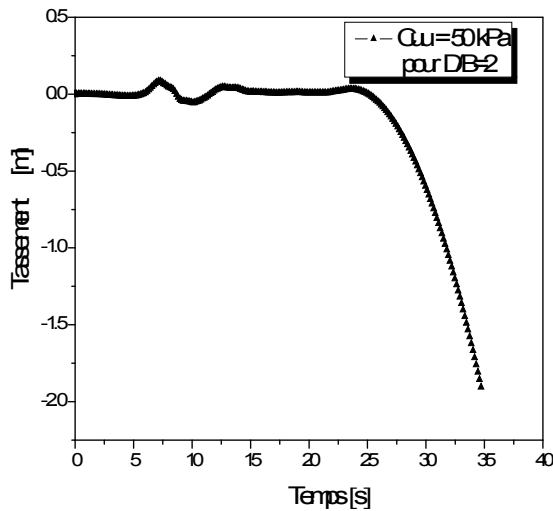


Figure 4.14: Evolution des déplacements verticaux de la fondation

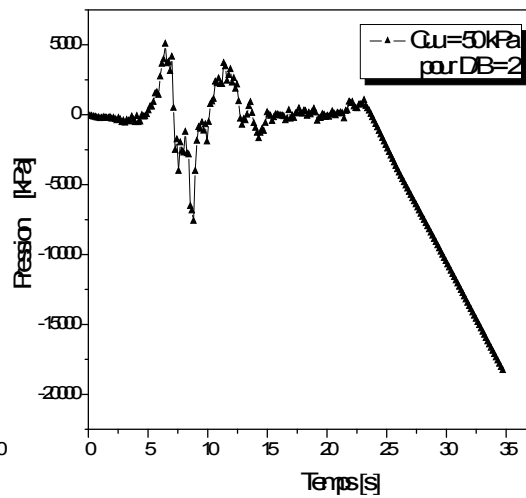


Figure 4.15: La pression verticale en fonction du temps

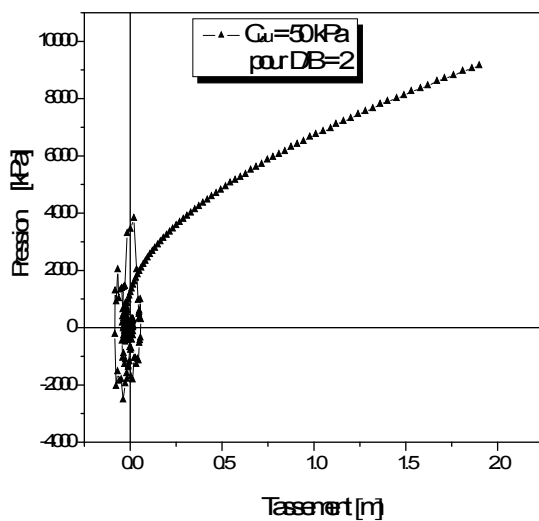


Figure 4.16 : Courbe charge-déplacements.

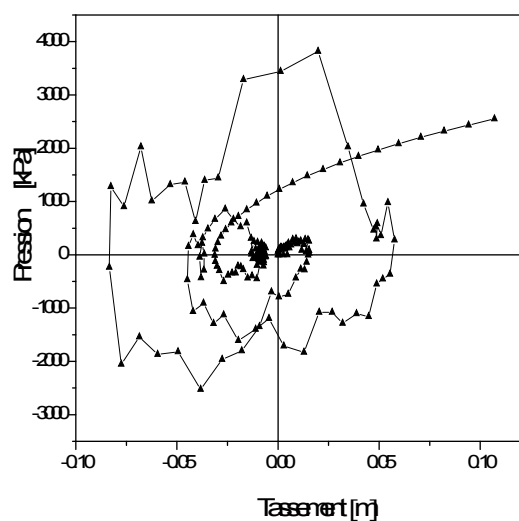


Figure 4.17 : Agrandissement de la courbe de chargement.

➤ Cas d'un sable lâche pour $D/B=0$

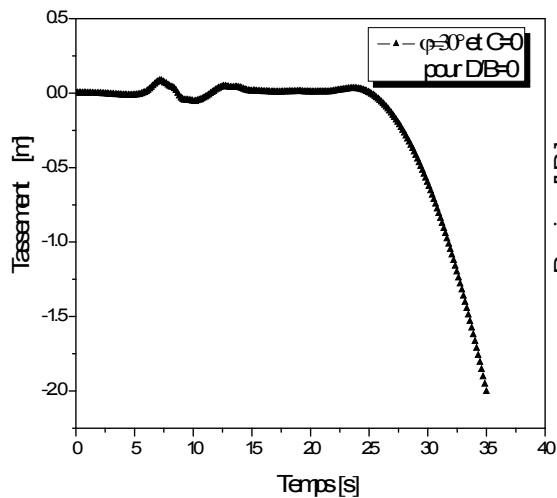


Figure 4.18 : Evolution des déplacements verticaux de la fondation

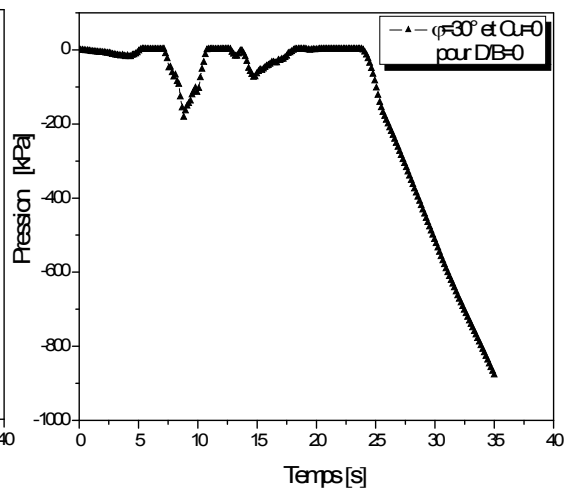


Figure 4.19: La pression verticale en fonction du temps

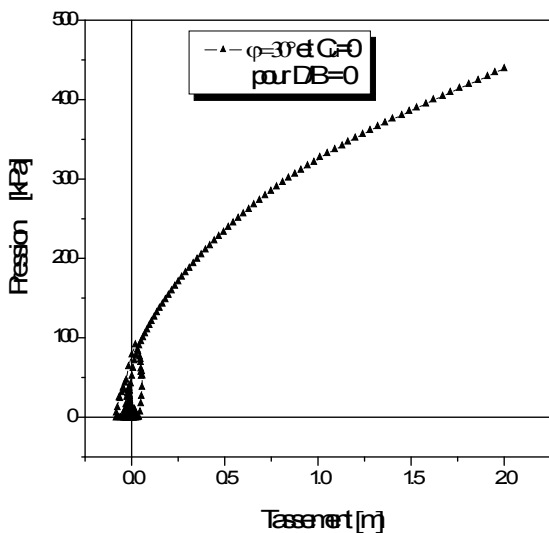


Figure 4.20 : Courbe charge-déplacements

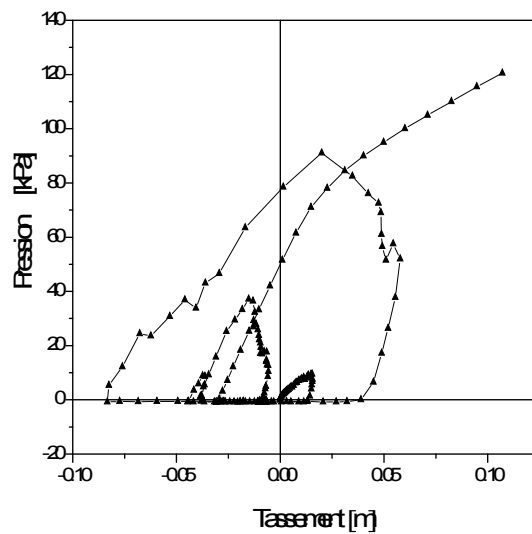


Figure 4.21: Agrandissement de la courbe de chargement.

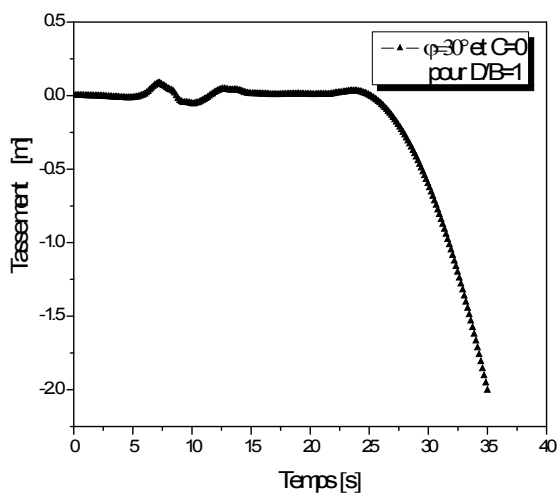


Figure 4.22 : Evolution des déplacements verticaux de la fondation

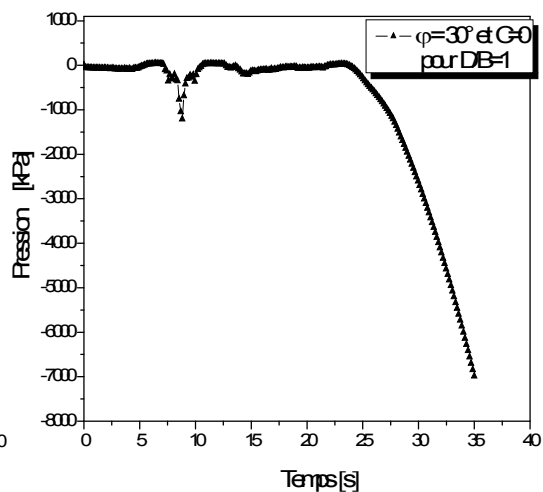


Figure 4.23: La pression verticale en fonction du temps

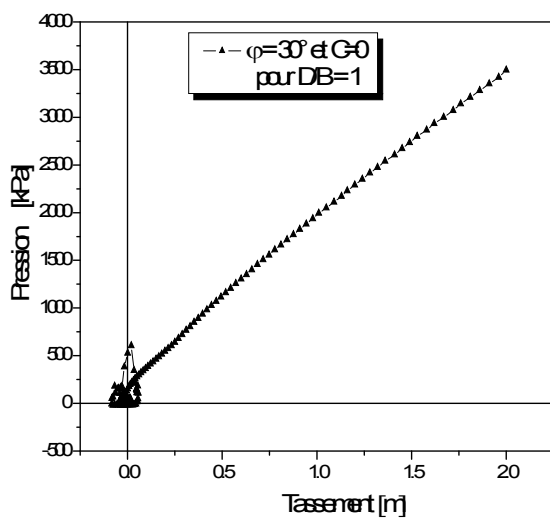


Figure 4.24: Courbe charge- déplacements

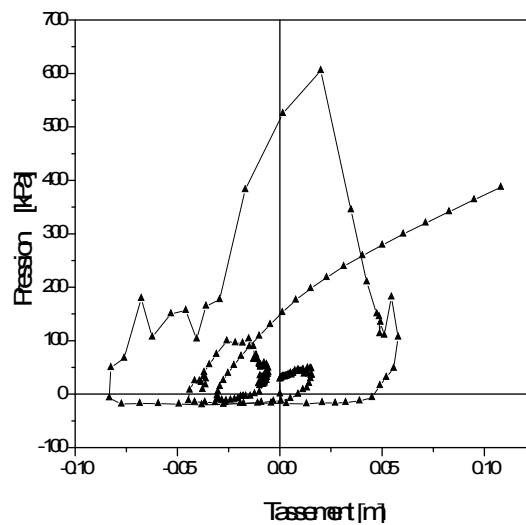


Figure 4.25: Agrandissement de la courbe de chargement.

➤ Sable lâche pour $D/B=2$

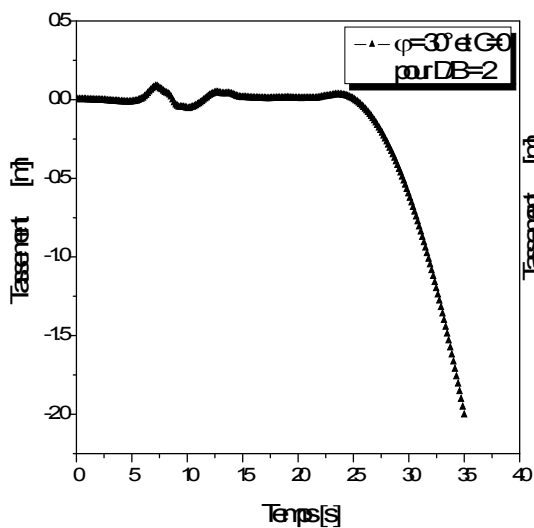


Figure 4.26 : Evolution des déplacements verticaux de la fondation.

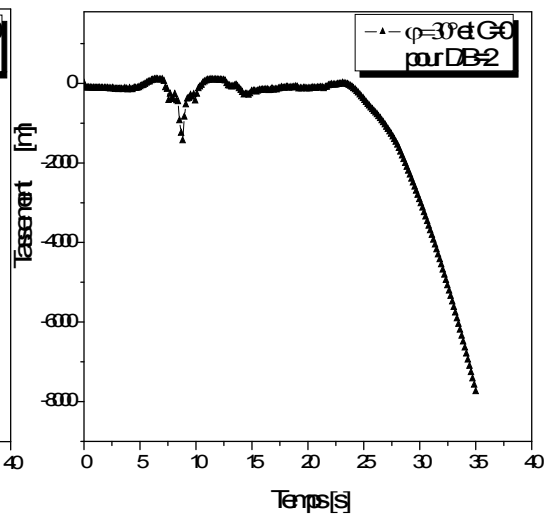


Figure 4.27 : La pression verticale en fonction du temps.

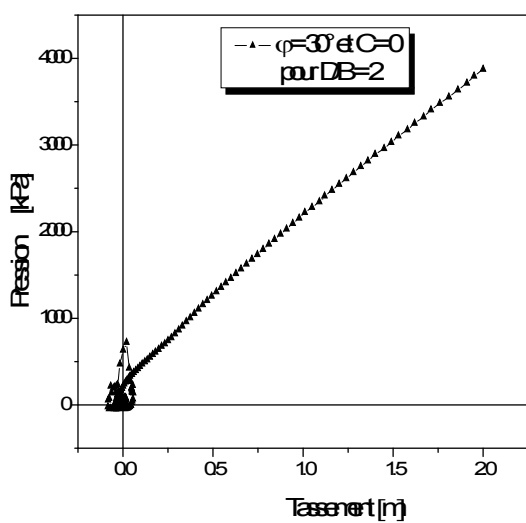


Figure 4.28 : Courbe charge-déplacements

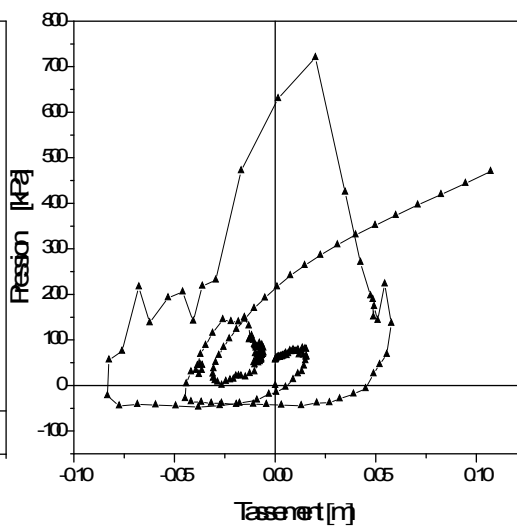


Figure 4.29 : Agrandissement de la courbe de chargement.

5 Interprétation des résultats

5.1 Capacité portante

5.1.1 Cas des argiles.

Au vu des résultats présentés dans les figures 4.30, 31 et 33, on constate que les courbes de chargement n'ont pas la même allure que celles en statique pour une semelle reposant en surface. D'une autre manière, c'est que le seuil plastique n'apparaît pas. Ceci est du probablement au chargement sismique qui est appliqué à la base de la fondation sous forme d'accélérogramme. Concernant la forme irrégulière des boucles décrites à l'origine des courbes est due au chargement sismique, par contre si le chargement appliqué est harmonique les boucles seront régulières.

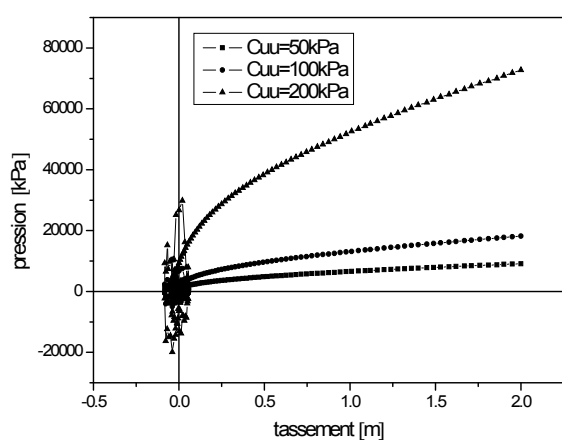


Figure 4.30: Courbes de chargement ($D/B=1$)

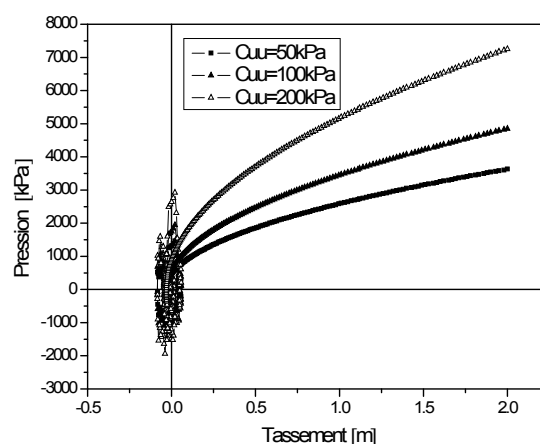


Figure 4.31: Courbes de chargement
($D/B=0$)

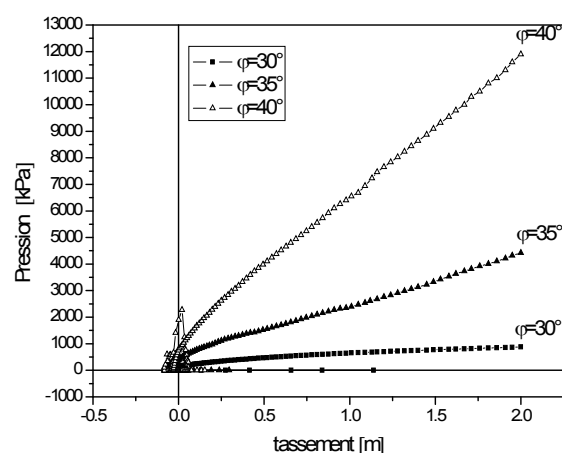


Figure 4.32: Courbes de chargement ($D/B=0$)

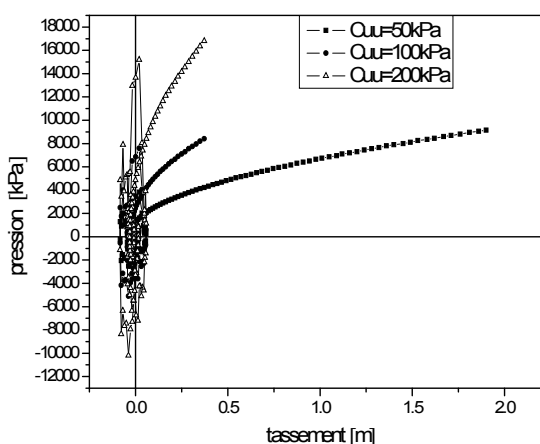


Figure 4.33 : Courbes de chargement
($D/B=2$)

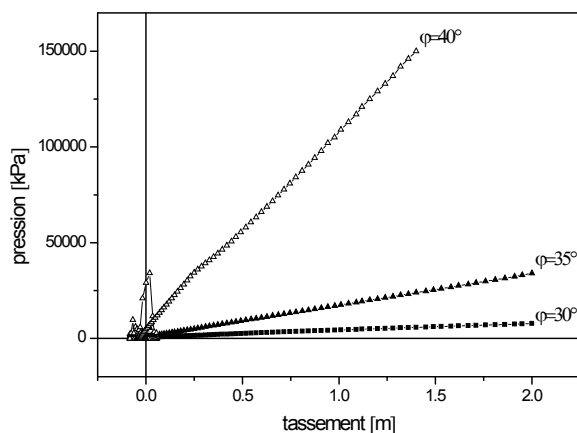


Figure 4.34: Courbes de chargement
(D/B=2)

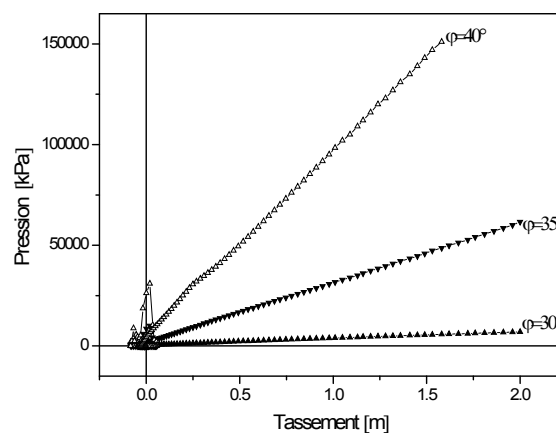


Figure 4.35: Courbes de chargement
(D/B=1)

5.1.2 Cas des sables.

Selon les figures 4.32, 34 et 35, la pression augmente proportionnellement avec le tassement de la fondation pour des valeurs de l'angle de frottement de 35° et 40° . On constate également que la forme des boucles est irrégulière à l'origine des courbes de chargement.

5.2 Effet de l'élancement :

D'après les courbes de chargement présentées auparavant, on constate bien que l'ancrage de la fondation joue un rôle favorable dans le cas sismique.

5.3. Effet de l'amortissement

Au vu des résultats présentés, on constate que l'allure des courbes de chargements pour le cas des sols purement cohérents diffère à celles obtenues dans le cas statique. Cette différence est due essentiellement à l'intervention de l'amortissement matériel dans l'analyse. La figure 4.29 montre l'influence des coefficients de Rayleigh sur la réponse sismique. Pour le cas des sols frottants, le comportement devient linéaire, malgré que le critère de rupture introduit est élastique parfaitement plastique.

Selon les figures 4.29 et 4.30, on constate que la densité du matériau n'influe pas principalement sur les déplacements dus au chargement sismique.

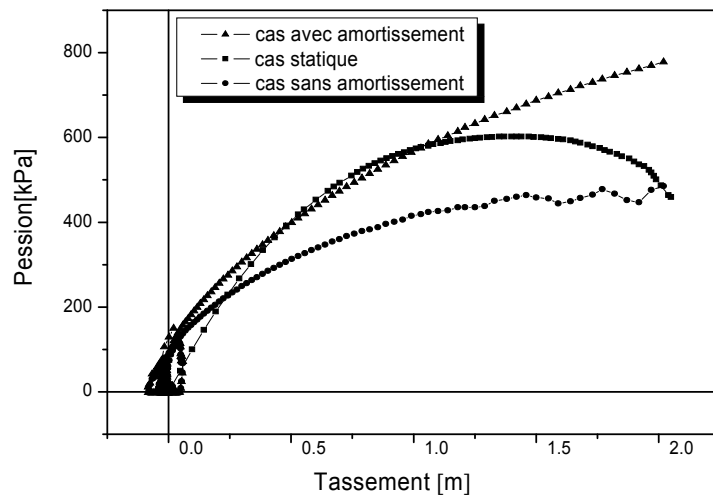


Figure 4.36 : l'influence de l'amortissement sur la courbe de chargement de la fondation reposant sur un sol pulvérulent.

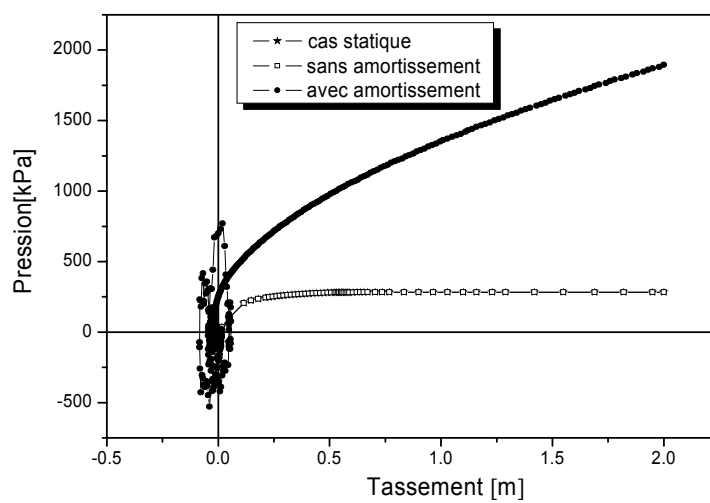


Figure 4.37: L'influence de l'amortissement sur la courbe de chargement de la fondation reposant sur un sol cohérent.

5.4 Raideur du système sol/fondation

➤ Sable lâche

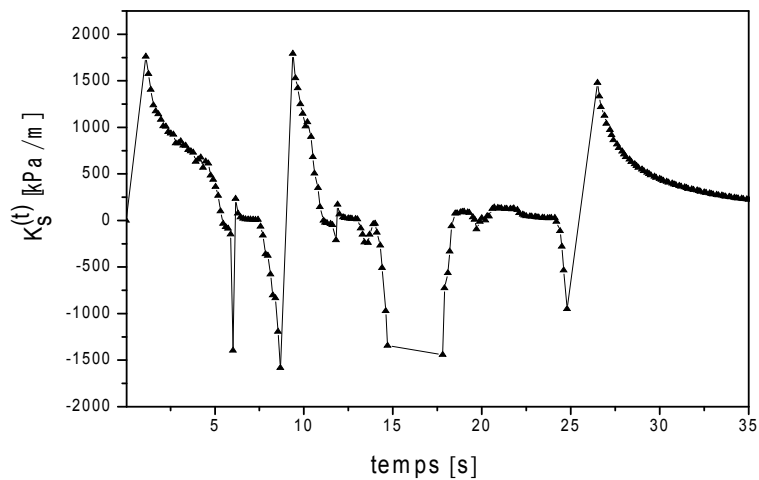


Figure 4.38 : La raideur du système sol/ fondation en surface

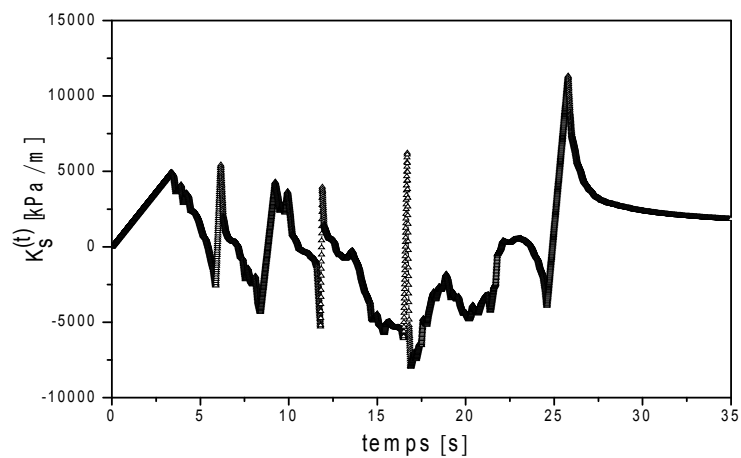


Figure 4.39 : La raideur du système sol/
fondation ayant $D/B=1$

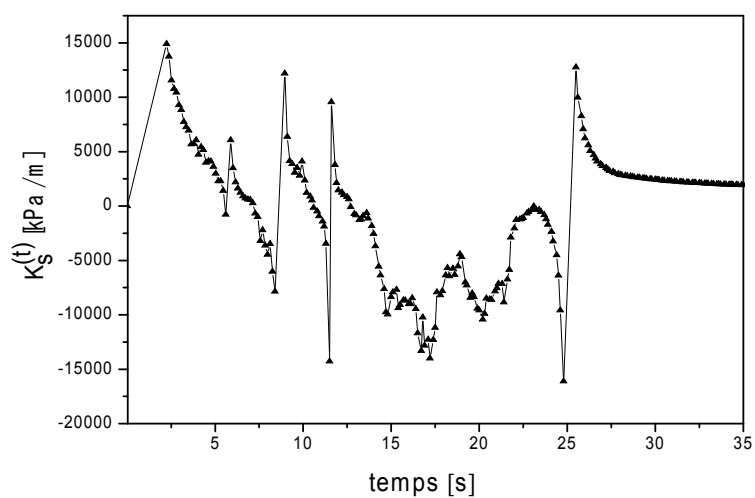


Figure 4.40 : La raideur du système sol/
fondation ayant $D/B=2$

➤ Argile molle

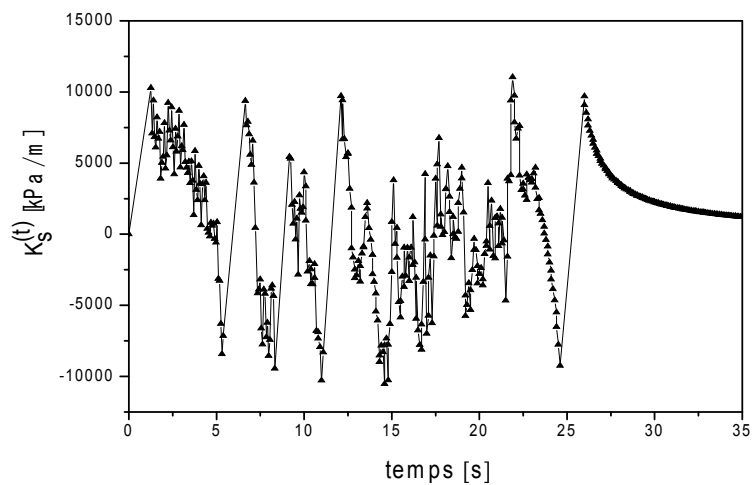


Figure 4.41 : La raideur du système sol/
fondation en surface

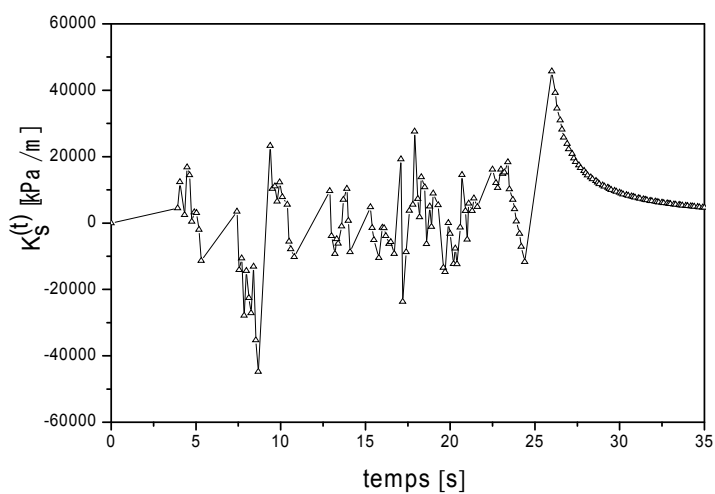


Figure 4.42 : La raideur du système sol/
fondation ayant $D/B=1$

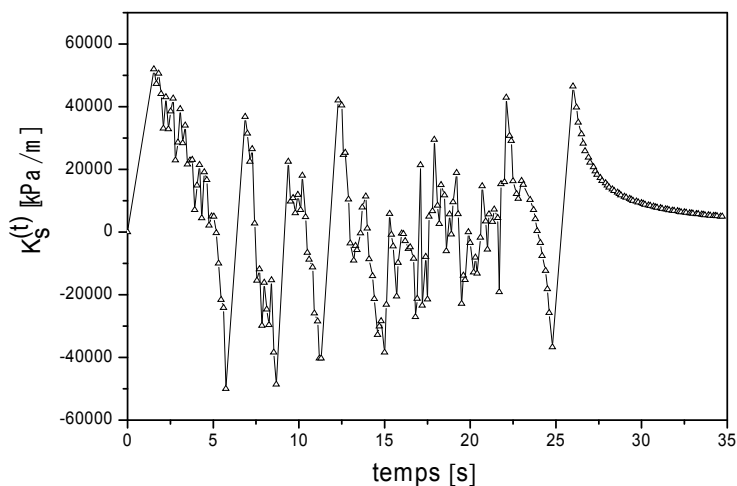


Figure 4.43 : La raideur du système sol/
fondation ayant $D/B=2$

5.5 Etude du facteur d'interaction cinématique

On considère la *sous-structure* comportant le profil géotechnique et la fondation sans masse. On suppose que l'interface sol – fondation est infiniment rigide et on applique un mouvement déduit du mouvement au point de contrôle à la base du profil géotechnique afin de calculer la réponse du système au niveau de l'interface rigide sol –fondation. La présence de la fondation rigide modifie le mouvement que l'on obtiendrait en champ libre. Cette modification est connue sous le nom d'interaction cinématique (IC).

Le facteur d'interaction cinématique est défini par l'expression [4.11], comme rapport de la réponse sismique de la fondation déterminée par Plaxis sur la réponse sismique du sol en surface, déterminée à partir Shake.

$$I_s = \frac{S_s(t)}{S_0(t)} \quad 4.11$$

$S_s(t)$: Tassement de la fondation dû au séisme.

$S_0(t)$: Tassement en surface du sol en champ libre.

5.5.1 Utilité :

Dans un projet de construction, il suffit de mener un calcul de réponse sismique en champ libre et de multiplier le résultat en termes de tassements par I_s , pour trouver le tassement correspondant à la fondation.

Dans la présente analyse, on étudiera la réponse dynamique en terme de déplacement d'un profil de sol soumis à une excitation variable dans le temps. Pour se faire, un programme d'analyse de la réponse dynamique d'un profil de sol appelé "*SHAKE*" sera utilisé. Ce programme nous permet d'obtenir les accélérations en fonction du temps à la surface de la couche soumise à une excitation sismique, dans le but de déterminer le coefficient cinématique. Le coefficient sera le rapport de la réponse de la fondation obtenue par Plaxis sur la réponse de la fondation dans un champ libre en terme de déplacement.

5.5.2 Présentation de *SHAKE*

SHAKE est un programme de calcul de la réponse sismique d'un profil de sol à stratification horizontale; il a été développé par B Schnabel et H.Bolton Seed à l'université de Barkley, californie. Les hypothèses fondamentales du programme sont :

-Le profil du sol est supposé infini horizontalement.

- Chaque couche du sol est entièrement définie par son module de cisaillement, sa masse volumique, son coefficient d'amortissement et son épaisseur.
- La réponse sismique du profil est due à la propagation verticale d'onde de cisaillement.
- L'onde de cisaillement excitatrice est introduite sous forme d'accélérogramme.
- La non linéarité de comportement de sol (variation du module de cisaillement et du coefficient d'amortissement) est prise en compte par un schéma itératif en considérant un comportement linéaire équivalent.

Les différentes opérations permises par le programme sont

- Lecture du mouvement d'excitation, détermination de sa valeur maximale et calcul de ses périodes prédominantes.
- Lecture des données relatives au profil du sol et calcul de sa fréquence fondamentale de vibration.
- Calcul de la contrainte et de la déformation maximale au milieu de chaque couche et détermination des nouvelles valeurs du module de cisaillement et du coefficient d'amortissement compatible avec le niveau de déformation réel dans chaque couche.
- Calcul du mouvement sismique en tout point du profil à partir d'une excitation générée au niveau du substratum rocheux ou calcul de l'excitation sismique au niveau du substratum rocheux par déconvolution de la réponse sismique enregistrée à n'importe quel point du profil.
- Tracé des mouvements sismiques en tout point du profil
- Tracé des spectres de fourriers des mouvements sismiques en tout point du profil
- Calcul et tracé des spectres de réponses des mouvements sismiques en tout point.
- Calcul et tracé de la fonction d'amplification entre deux points quelconques du profil.
- Accroître ou décroître le pas temporel sans changer les périodes prédominantes et la durée du mouvement d'excitation.
- Prendre un mouvement sismique calculé comme un mouvement d'excitation, changer sa valeur d'accélération maximale et ses périodes prédominantes.
- Calcul des contraintes et des déformation en fonction du temps dans chaque couche.

5.5.2 .1 Définition des données

Dans notre analyse, on a modélisé deux types de sable ayant les mêmes caractéristiques que celles du sable lâche et dense.

5.6 Résultats et interprétation.

Les valeurs du tassement sous la fondation sont obtenues par double intégration de l'accélération. Selon les figures 4.37 et 4.38, on constate que les courbes déterminées par Plaxis et Shake pour un sable dense ont une même allure. Il est remarquable également des valeurs du coefficient cinématique sont importantes à une durée variée entre 9.34 et 9.45 s, qui est due à une excitation élevée. Sachant qu'à notre connaissance actuelle, on ne dispose pas de valeurs dans la littérature pour qu'on puisse faire une comparaison.

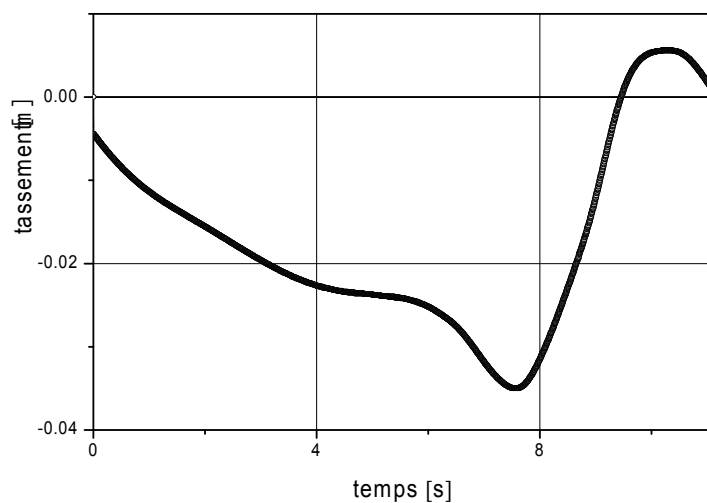


Figure 4.44 : Tassement en surface du massif sableux lâche en champ libre

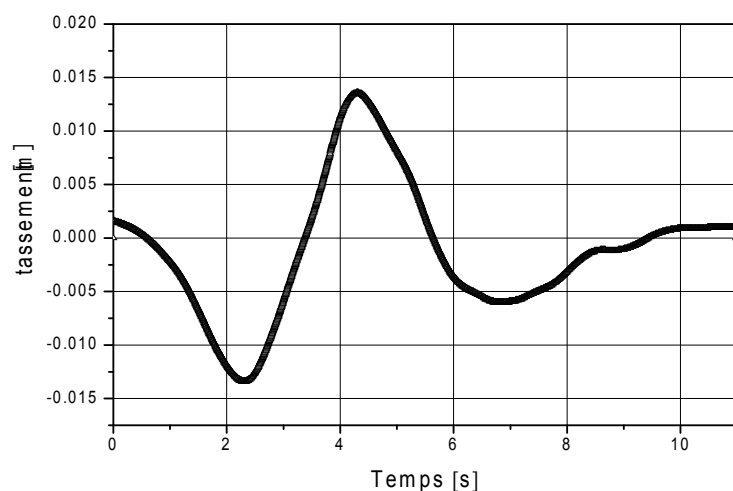


Figure 4.45 : Tassement en surface du massif sableux dense en champ libre

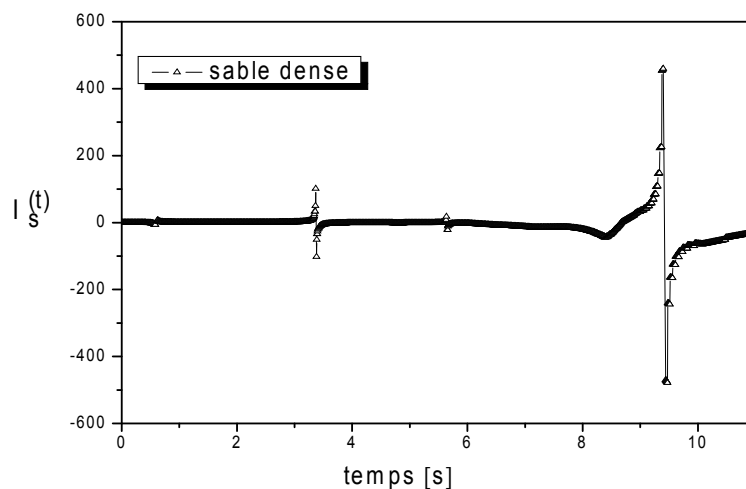


Figure 4.46 : courbe du coefficient cinématique en fonction du temps

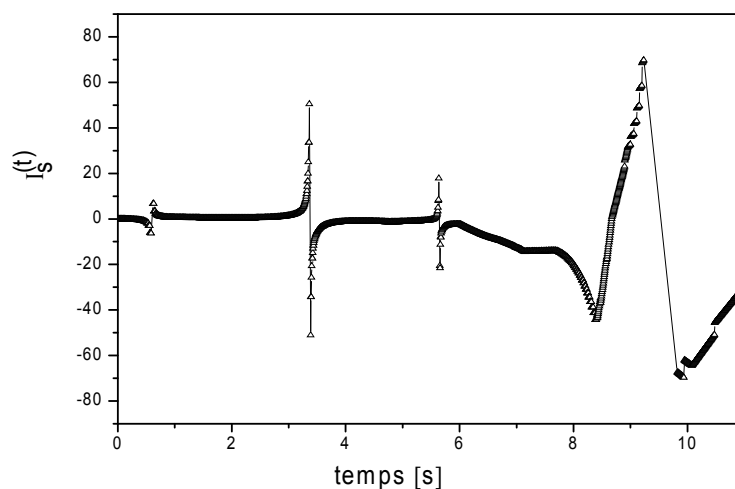


Figure 4.47 : courbe du coefficient cinématique en fonction du temps (sable lâche)

6. Conclusion

Dans cette étude, la capacité portante sismique a été examinée sous différents paramètres à savoir :

- Les dimensions du modèle géométrique utilisé dans le cas statique, sont maintenues durant notre analyse. Dans le cas sismique la capacité portante diminue sous l'action d'un séisme et le mécanisme de rupture sous la fondation devient superficiel [Sarma Iossifilis et Budhu & Al karni]. Suivant cette idée que les dimensions sont maintenues.

- Le chargement sismique considéré est la composante verticale du séisme de Boumerdes (mai 2003), enregistrée par la station d'accélérographe de Keddara.
- Vue la complexité de la détermination des coefficients de l'amortissement de Rayleigh dans les sols, ces derniers sont fixés par défaut.
- le choix d'une valeur de l'angle de dilatance nul ne décrit à priori le comportement réel du sable dense.
- L'influence de l'amortissement matériel dans la réponse sismique est très importante.
- La densité du matériau n'influe pas principalement sur le tassement de la fondation.
- Le coefficient d'interaction cinématique est influé par le mouvement sismique.
- On recommande les valeurs du coefficient d'interaction cinématique de 2.1 pour un sable dense et 8 pour un sable lâche.

CONCLUSION GENERALE

L'objectif de ce mémoire a été de contribuer à l'étude de la capacité portante statique et sismique des fondations superficielles.

En ce qui concerne de la capacité portante statique des fondations superficielles, nous avons traité le problème par le biais d'une modélisation par éléments finis. Pour aboutir à des bons résultats, différents modèles de sols ont été utilisés, à savoir le critère de Mohr Coulomb pour les argiles et le modèle d'écroutissement pour les sables. L'exploitation des résultats numériques est menée dans le but de comparer les résultats numériques avec ceux donnés théoriquement. Les résultats de l'étude révèlent un bon accord entre les valeurs obtenues à partir des théories présentées dans la partie bibliographique pour une fondation en surface. Dans le cas d'une fondation enfouie, les valeurs sont dispersées. Ceci est dû probablement à l'utilisation par ces théories du principe de superposition et l'ignorance de l'interaction entre les différents effets.

Pour le cas de la capacité portante sismique, nous avons mené un calcul sismique direct par Plaxis, on a généré l'accélérogramme de la composante verticale du séisme de Boumerdes enregistré par la station d'accélérographe de Keddara. Les résultats numériques obtenus ont montré l'influence notable de l'amortissement sur la réponse sismique du modèle sol/fondation. Malheureusement, il n'existe pas dans la littérature les valeurs typiques des coefficients de la matrice d'amortissement de Rayleigh pour les sols étudiés. On a constaté également à travers des résultats, que la densité du sol n'influe pas sur le déplacement de la fondation.

Dans cette partie, on a évalué le coefficient d'interaction cinématique pour le cas d'un sable lâche et sable dense.

Finalement, l'exploitation des résultats des simulations numériques a fourni un nombre important de données originales. Ces données ne concernent, cependant, que certaines configurations simples du système sol/fondation. Il nous paraît nécessaire de prolonger ces recherches selon les axes suivants:

- Amélioration des hypothèses de modélisation numérique par la méthode des éléments finis.

- Considérer la composante horizontale d'un séisme, afin d'étudier la réduction de la capacité portante sismique.
- Etendre les travaux dans l'étude d'une fondation sous un chargement excentré et incliné.
- Evaluation du rôle favorable de la profondeur d'ancrage des fondations.

REFERENCES

- [01]. Mendoza, m., j., Auvinet, G. (1988) – The Mexico Earthquake of September 19, 1985 – Behavior of building foundations in Mexico City. *Earthquake Spectra*, 4, No. 4, pp. 835 – 852.
- [02] : Zeng, X., Steedman, R. S. (1998) - Bearing Capacity Failure of Shallow Foundations in Earthquakes. *Geotechnique*, **48**, 2, pp. 235-256.
- [03] : Knappett, J., A., Haigh, S., K., Madabhushi, S., P., G. (2006) -Mechanisms of failure for shallow foundations under earthquake loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **26**, No. 2-4, pp. 91-102.
- [04] : Terzaghi, K. (1943) – *Theoretical Soil Mechanics*. Wiley, New York.
- [05] : Sarma S.K., Iossifelis I.S. (1990) - Seismic Bearing Capacity factors of shallow strip footings. *Geotechnique*, 40, pp. 265-273.
- [06] : Richards, R. JR., Elms, D.G., Budhu, M. (1993) - Seismic Bearing Capacity and Settlements of Foundations. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 119, 4, pp. 662-
- [07] : Costet, J et Sanglerat, G- cours pratique de mécanique des sols. édition Dunod.
- [08] : Fishman, K. L., Richards, R., Yao, D. (2003) - Inclusion Factors for Seismic Bearing Capacity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE*, 9, pp. 861 - 865.
- [09] : Kumar, J., Mohan Rao, V. B. K. (2002) - Seismic bearing capacity factors for spread foundations. *Geotechnique*, 52, 2, pp. 79 - 88.

- [10] : Pecker, A., Salençon, J. (1991) - Seismic bearing capacity of shallow strip foundations on clay soils. *Proceedings of International Workshop on Seismology and Earthquake Engineering*. Mexico City, 22-26 April 1991. CENAPRED Mexico City, pp. 287-304.
- [11] : Paolucci, R., Pecker, A. (1997a) - Soil Inertia Effects on the Bearing Capacity of rectangular Foundations on cohesive Soils. *Engineering Structures*, 19, 8, pp. 637-643.
- [12] : Salençon, J., Pecker, A. (1995b) - Ultimate Bearing Capacity of shallow foundations under inclined and eccentric loads. Part II: Purely Cohesive soil without tensile strength. *European Journal of Mechanics*, 14, No. 3, pp. 377-396.
- [13] : Dormieux, L., Pecker, A. (1995) - Seismic Bearing Capacity of Foundation on Cohesionless Soil. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 121, 3, pp. 300-303.
- [14] : Paolucci, R., Pecker, A. (1997b) - Seismic Bearing Capacity of Shallow Strip Foundations on Dry Soils. *Soils and Foundations*, 37, 3, pp. 95-105.
- [15] : Eurocode 8 – Partie 5. *Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes*. Commission Européenne de Normalization. prENV 1998.
- [16] : Prandtl, L. (1920) – Über die Härte plastischer Körper. *Nach. K. Ges. Wiss. Gött., Math. – Phys. Kl.*, 1920 : 74 –85.
- [17] : Meyerhof, G., G. (1951) – The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique*, 2, No. 4, pp. 301 – 332.
- [18] : Hansen Brinch, J. (1970) – A revised and extended formula for bearing capacity. *Bulletin, Copenhagen: Danish Geotechnical Institute*, No. 28, pp. 5 – 11.
- [19] : Vesic, A., S. (1973) – Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, 99, No. 1, pp. 45 – 73.

- [21] : Seed, B., H., Idriss, I., M. (1967) – Analysis of soil liquefaction: Niigata
Journal of the Soil Mechanics and foundations division ASCE, 93, No. SM3 (May),
pp. 83 earthquake.– 108.
- [22] : Pecker, A., Auvinet, G., Salençon, J., Romo, M.P. (1996) - Capacité portante des
fondations superficielles dans la ville de Mexico pendant le séisme de Michoacan de
1985. *4eme Colloque National AFPS*, Saint Rémylès- Chevreuses, pp. 222-231.
- [23] : Romo, M., P. & Auvinet, G. (1991) – Seismic behaviour of foundations on cohesive
soft soils. *Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics*,
Chap. III.4, pp. 311-328. Ouest Editions, Nantes.
- [24] : Maugeri, M., Musumeci, G., Novita, D., Taylor, C. A. (2000) - Shaking table test of
failure of a shallow foundation subjected to an eccentric load. *Soil Dynamics and
Earthquake Engineering* , pp. 435 - 444.
- [25] : Soubra, A., H. (1999) - Upper Bound Solutions for Bearing Capacity of Foundations.
Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, 125, 1, pp. 59-
68.
- [26] : Tokimatsu, K., Mizuno, H., Kakurai, M., (1996) – Building damage associated with
geotechnical problems. *Special Issue of Soils and Foundations on 1995 Kobe
earthquake*, Japanese Geotechnical Society, pp. 219-234.
- [27] : Fdn Engng, Moscow 1. Okamoto, S. (1973). Introduction to earthquake engineering.
Tokyo: University of Tokyo Press.
- [28] : Shinohara, T., Tateishi, T. & Kubo, K. (1960). Bearing capacity of sandy soil for
eccentric and inclined load and lateral resistance of single piles embedded in sandy
soil. Proc. 2nd *World Conj on Earthquake Engng, Tokyo* 1,265280.
- [29] : Shikhiev, F. M. & Jakovlev, P. I. (1977). Calculation of bearing capacity of New
foundations subjected to seismic loads. Proc. 6th World Co@ Earthquake

Engineering, Delhi 2, 16641669.

[30] : Sokolovski, V. V. (1960). Statics of soil media. Translator Jones & Schofield, London: Butterworths Scientific.

[31] : Manuel de Plaxis.

[32] : Das B.M. (1995), Fundamentals of soil dynamics. Elsevier.

ANNEXE 01

PLAXIS Version 8.2 Professionnelle pour Windows FINITE ELEMENT CODE FOR SOIL AND ROCK ANALYSES

<http://www.plaxis.nl>

PLAXIS V8.2 est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destiné à l'analyse en 2D des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques. Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et/ou des roches, non linéaire, dépendant du temps et anisotropie. De même, le sol étant un matériau poly phasique, des procédures spéciales sont nécessaires pour prendre en compte les pressions interstitielles, que celles-ci soient ou non hydrostatiques. Bien que la modélisation du sol lui-même soit un problème important, beaucoup de projets géotechniques impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol. PLAXIS est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous :

Saisie des données :





Définition graphique de la géométrie : La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques pratiques, ce qui permet une description précise de la coupe. Le maillage 2D est généré automatiquement à partir de ce modèle géométrique.





Génération automatique du maillage: PLAXIS offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.


Eléments de degré élevé : Des éléments triangulaires quadratiques à 6 noeuds et du 4^{ème} ordre à 15 noeuds sont disponibles pour modéliser les déformations et les contraintes dans le sol.


 **Coques :** Des éléments spécifiques de poutre sont utilisés pour modéliser la flexion des murs de soutènement, des revêtements de tunnel et autres éléments élancés de structures. Ces éléments sont définis par leur rigidité de flexion, leur raideur normale et leur moment fléchissant ultime. Une rotule plastique est introduite dès que le moment ultime est atteint. Ces éléments peuvent être utilisés conjointement avec des éléments d'interface pour conduire des analyses réalistes de tous les ouvrages géotechniques.

 **Articulations et raideurs à la rotation :** Une articulation est une liaison entre éléments de poutre qui permet une rotation au point de jonction. Les articulations peuvent être introduites pour créer des joints là où les rotations sont possibles. Il est également possible de définir une raideur à la rotation lorsque la liaison n'est ni une rotule ni un encastrement.

 **Interfaces:** Ces éléments joints sont nécessaires pour les calculs impliquant l'interaction d'un ouvrage et du sol. Ils peuvent servir à modéliser la zone de matériau très fortement cisailé sous la base des fondations, contre les pieux, les géotextiles ou les murs de soutènement. Ils sont caractérisés par les valeurs de l'angle de frottement et de l'adhérence, qui ne sont pas nécessairement les mêmes que l'angle de frottement et la cohésion du sol encaissant.

 **Ancrages:** Des éléments de ressort élastoplastique servent à représenter les ancrages et les butons. Ils sont définis par leur raideur normale et la valeur maximale de l'effort normal. Une option spéciale permet d'analyser les ancrages ou appuis précontraints.

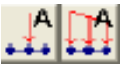
 **Géotextiles:** Les géotextiles ou les géogrilles sont souvent utilisés dans la pratique pour la construction de remblais ou de soutènements en sol renforcé. Ils peuvent être simulés dans PLAXIS par l'emploi d'éléments spéciaux de traction. Il est souvent commode d'associer ceux-ci avec des éléments d'interface pour modéliser l'interaction avec le sol encaissant.

 **Tunnels:** PLAXIS offre une option qui facilite la création des tunnels circulaires ou non circulaires composés d'arcs successifs. Des éléments de poutre et d'interface peuvent être adjoints pour modéliser le revêtement du tunnel et l'interaction avec le sol encaissant. Des éléments isoparamétriques servent à définir les limites curvilignes au sein du maillage.

Plusieurs options sont également disponibles pour analyser les déformations provoquées par la construction du tunnel.



Conditions aux limites: Les "fixités" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. D'autre part, il est possible de définir des déplacements imposés non nuls pour certaines frontières du modèle. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.



Chargements: Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties sur n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

Lois de comportement du sol :



Base de données des matériaux : Les propriétés des matériaux sont regroupées dans une base de données du projet. Toutes les données figurant dans les bases de données de différents projets peuvent être partagées via une base de données globale.

Modèle de Mohr-Coulomb : Ce modèle non-linéaire simple et robuste n'utilise que des paramètres qui sont connus habituellement. Tous les facteurs de non-linéarité ne sont cependant pas couverts par ce modèle. Le modèle de Mohr-Coulomb permet d'estimer de manière réaliste la charge de rupture de fondations circulaires, de pieux courts, ... etc. Il peut également servir à calculer un coefficient de sécurité par une approche de phi-c réduction.

Modèles avancés de sol : PLAXIS offre d'autres modèles de comportement de sol : le Hardening Soil Model (modèle hyperbolique en élastoplasticité) pour les sols raides, comme les argiles surconsolidées et les sables ; le Soft Soil Creep Model (modèle de type Cam-Clay) pour l'analyse du comportement des sols compressibles normalement consolidés. En complément, PLAXIS inclut un modèle pour l'analyse des roches en comportement anisotropique : le Jointed Rock model.

Modèles définis par l'utilisateur : dans PLAXIS 8, l'utilisateur a la possibilité de définir ses propres lois de comportement. Cette option, particulièrement utile en premier lieu

pour les chercheurs, dans les universités et les instituts de recherche, peut également se révéler intéressante dans les milieux professionnels. Dans les années à venir, les modèles validés et documentés fournis par les utilisateurs seront mis à disposition sur Internet.



Régime d'écoulement permanent : Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions. Les pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent.



Calcul du réseau d'écoulement : Les distributions de pressions interstitielles complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques. Les potentiels aux limites du modèle sont définis comme des niveaux phréatiques.

Surpressions interstitielles : PLAXIS distingue les comportements drainés ou non drainés des sols, pour modéliser les sables perméables comme les argiles quasi-imperméables. Les surpressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non drainé sont soumises à des chargements. Les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.

Fonctions de calcul :



Le programme de calcul permet de conduire des analyses en déformation menées par un calcul plastique, un calcul de Consolidation ou un calcul en Grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.

Incrémentation automatique du pas de chargement : Ce mode évite à l'utilisateur d'avoir à choisir par lui-même les pas de chargement adaptés au calcul plastique incrémental, tout en garantissant une procédure de calcul fiable et efficace.

Contrôle de la longueur d'arc : Cette fonction permet un calcul correct des charges et mécanismes de rupture. Dans les calculs à charge contrôlée, la procédure itérative échoue dès que la charge imposée dépasse la valeur de pic. Avec le contrôle de la longueur d'arc, la charge appliquée est automatiquement réduite pour pouvoir examiner le phénomène de pic ainsi que toute évolution éventuelle après ce pic.

Construction par étapes : Il est possible de simuler les phases de construction ou d'excavation, par activation/désactivation de groupes d'éléments, application de chargements

ou changement des conditions hydrauliques. Cette procédure permet une estimation réaliste des contraintes et déplacements provoqués par exemple par la construction d'un barrage en terre ou une excavation profonde.

Consolidation : La dissipation des surpressions interstitielles avec le temps peut être simulée par un calcul de consolidation. Une analyse de consolidation nécessite la définition des perméabilités de chacune des couches de sol. Des procédures d'incrémentation automatique du pas de temps rendent l'analyse performante et facile à utiliser. L'option "Construction par étapes" peut être combinée avec une analyse en consolidation.

Analyse en variables de Lagrange actualisées : Avec cette option, le maillage est actualisé en permanence durant le calcul. Dans certaines situations, une analyse classique en petites déformations peut révéler des modifications importantes de la géométrie. Dans ces situations, il est recommandé de procéder à un calcul plus précis par actualisation des variables de Lagrange. Cette option est disponible pour tous les types de calcul.

Coefficients de sécurité : Le coefficient de sécurité est généralement défini comme le rapport de la charge de rupture à la charge de service. Cette définition est adaptée aux fondations, mais non aux remblais ou aux ouvrages de soutènement en palplanches. Dans ces derniers cas, il est plus approprié d'utiliser la définition du coefficient de sécurité de la mécanique des sols, c'est à dire le rapport entre la résistance au cisaillement mobilisable et la résistance au cisaillement mobilisée à l'équilibre. Dans PLAXIS, le coefficient de sécurité est calculé par une procédure de réduction de c et ϕ .

Gestionnaire de calculs : Dans le gestionnaire de calculs, plusieurs projets peuvent être sélectionnés pour un calcul différé. Cette option permet une utilisation optimale de l'ordinateur en arrière-plan, et est utile dans le cas d'études paramétriques.

Analyse des résultats :

Le post-processeur PLAXIS a des fonctions avancées pour restituer les résultats du calcul, sous forme de graphiques et tableaux. Ceux-ci peuvent être envoyés sur n'importe quel imprimante ou copiés dans le presse-papier de Windows pour être exportés vers un autre logiciel.

Déformations : La visualisation des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, de déplacements ou déformations totaux ou incrémentaux. Tous les

graphiques de déplacement ou de déformation peuvent être présentés avec flèches, lignes isovaleurs ou domaines isovaleurs.

Contraintes : La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles. Ces contraintes peuvent être figurées en lignes isovaleurs comme en domaines isovaleurs.

Efforts et déplacements dans les éléments de structure : Des graphiques et tableaux fournissent directement les déplacements, efforts normaux, tranchants, circonférentiels et les moments fléchissant de tous les éléments de structure. Les efforts et déplacements peuvent être tracés par phase, ou sous forme d'enveloppe de toutes les phases précédentes.



Coupes : Cette option très commode est offerte par PLAXIS pour créer des graphiques des sollicitations ou des déplacements selon des coupes sélectionnées dans le modèle.



Générateur de rapports : Un générateur de rapport a été développé pour permettre l'édition d'un rapport des données saisies et des résultats obtenus pour un modèle. Ce rapport peut être édité dans Word.

Animations : Il est possible de générer des animations vidéo pour toutes les sorties graphiques, notamment les déplacements et efforts dans les éléments de structure.



Courbes : Un outil spécifique permet de représenter les courbes charge-déplacement, les chemins de contraintes, les courbes effort-déformation, ou encore l'évolution de tassements avec le temps.

ANNEXE 02

Les résultats de l'analyse sismique.

