

Université SAAD DAHLAB de BLIDA

Faculté des Sciences de l'Ingénieur

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Constructions Civiles et Industrielles

APPORT DES ESSAIS DE PÉNÉTRATION

AU DIMENSIONNEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Par

Yacine MENACER

devant le jury composé de :

Z.E.A. ZITOUNI	Maître de conférence, U. de Blida	Président
R. BAHAR	Professeur, U. de Tizi Ouzou	Examineur
M. BENZAÏBI	Chargé de cours, U. de Blida	Examineur
A. ATTAR	Chargé de cours, U. de Blida	Examineur

Blida, mai 2004

ملخص

تهدف هذه المذكرة إلى دراسة سلوك الأساسات السطحية. قمنا بتقديم لمحة حول أهم الطرق والنظريات المستعملة لتحديد سعة حمولة الأساسات السطحية ومقدار هبوطها.

ثم قمنا بتقديم أهم نتائج دراسة سعة حمولة الأساسات الدائرية و الشريحية الموضوع على تربة نصف فراغية ذات سلوك مرن- لدن، تخضع لمعيار مور- كولمب للإنهيار. وهذا عن طريق دراسة وسطية بطريقة العناصر المنتهية حيث تم تحضير النموذج الرقمي باستعمال برنامج بلاست (PLAST).

يحتوي الجزء الثاني من هذه المذكرة على دراسة ظاهرة إختراق المخروط السكوني خلال تجربة CPT لأرض مرنة- لدنة وذلك باستعمال طريقة العناصر المنتهية وتحضير النموذج الرقمي بواسطة برنامج زاد- سول (z_soil).

أما الجزء الأخير، فيحتوي على تحليل بنك معلومات تجارب للأساسات السطحية حقيقية ذات أبعاد تحت تأثير حمولة عمودية واقترحنا معاملات لسعة الحمولة مرتبطة بنتائج الفحوص الحقلية (SPT، PMT، CPT).

ولقد تمت مقارنة هذه النتائج مع الطرق الإعتيادية لحساب سعة تحمل الأساسات السطحية.

كلمات مفاتيح : أساس، مرن – لدن، سعة تحمل، تجارب حقلية، بنك معلومات، معامل حمولة، عناصر منتهية.

RÉSUMÉ

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

On donne d'abord un aperçu des principales méthodes et théories concernant la détermination de la capacité portante et du tassement d'une fondation continue ou circulaire.

En suite, on présente les principaux résultats de la détermination de la capacité portante d'une semelle continue ou circulaire fichée dans un massif semi-infini élasto-plastique obéissant au critère de Mohr-Coulomb, à partir d'une étude paramétrique effectuée par la méthode des éléments finis par le biais du programme PLAST.

La troisième partie comporte une analyse non-linéaire du comportement d'une pointe standard du pénétromètre statique CPT à la base d'une modélisation par éléments finis à comportement non linéaire par le logiciel Z-Soil.

La dernière partie traite une base de données d'essais de chargement des fondations en vraie grandeur et propose des valeurs des facteurs de portance obtenus à partir des données d'essais in-situ. Une comparaison est faite avec les prédictions des approches courantes de calcul de la capacité portante.

Mots clé : Fondation, élasto-plastique, capacité portante, essais in-situ, base de données, facteur de portance, éléments finis.

SUMMARY

The topic presented in this dissertation concerns with the analysis of the behavior of the shallow foundations.

General review of the principal methods and theories regarding the evaluation of the bearing capacity and the settlement of a strip or circular foundation is given.

Second part presents the principal results of the determination of the bearing capacity of a strip or circular foundation embedded in an elasto-plastic semi-infinite mass obeying the failure criterion of Mohr-Coulomb, derived from a parametric study carried out by the finite element method based on the program PLAST.

The third part concerns with the non-linear analysis of the behavior of a standard cone of static penetrometer CPT on the basis of a modeling by finite elements with nonlinear behavior by the Z-Soil software.

In the last part, data base of tests of loading of the full-scale foundations is built and interpreted and values of the factors of bearing capacity are proposed. Comparison is made with the predictions of the commonly used approaches of the bearing capacity.

Key words: Foundation, elasto-plastic, bearing capacity, in-situ tests, database, factor of bearing capacity, finite element.

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier très sincèrement le docteur 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. B. MENADI le directeur de l'institut du génie civil.

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

Mes remerciements s'adressent aussi particulièrement vers :

Le docteur M. BENZAÏBI pour son aide et encouragement.

Monsieur Dr. MENACER Abderahmen de ma voir fait bénéficier 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 soit enseignants, chercheurs, étudiants ou administrateurs.

Sans oublier mes collègues des promotions 2000, 2001, 2002 et mes chère amies Hamza, Rafik, Mehdi, Bilel, Yassine, Sid Ahmed pour leur soutien moral.

DEDICACES

A mes chers parents

En témoignage de mon amour et de ma reconnaissance pour leur soutien et leur amour

A mon frère et ma sœur

En témoignage d'affection et de ma reconnaissance

A toute la famille MENACER

LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

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 avec la densité relative et D/B (Vesic, 1963)	22
Figure 1.5: Tassement à la charge ultime pour une fondation sur sable (Vesic, 1963)	22
Figure 1.6: Surface de rupture dans le sol pour une fondation continue rigide à base rugueuse selon Terzaghi (1943)	23
Figure 1.7: Champs de lignes de glissement pour une fondation continue à base rugueuse	25
Figure 1.8: Charge inclinée sur la fondation	27
Figure 1.9: La nature des lignes de rupture dans le sol sous une fondation continue. Solution de plasticité pour la détermination de N_γ	29
Figure 1.10: L'effet d'échelle--Nature de variation de N_γ avec B	30
Figure 1.11: Effet de la nappe d'eau sur la capacité portante des fondations superficielles	31
Figure 1.12: Surface de rupture sous une fondation continue rugueuse	32
Figure 1.13: Variation de D/B avec l'angle de frottement du sol	32
Figure 1.14: Variation de m_1 et m_2 (valeurs de Meyerhof)	34
Figure 1.15: Fondation superficielle sur un sol bicouches	34
Figure 1.16: Fondation continue sur un sol bicouches argileux anisotrope ($\phi = 0$) (Reddy et Srinivasan, 1967)	35
Figure 1.17: Fondation continue à base rugueuse sur un sol bicouches -- résistant sur mou	36
Figure 1.18: Rupture sous une fondation enfouie dans un sol mou basé sur sol résistant	37
Figure 1.19: Capacité portante d'une fondation continue sur un sol argileux non homogène (Davis et Booker 1973)	39
Figure 1.20: Facteur de portance dans la méthode préssiométrique	44
Figure 1.21: Calcul du tassement à partir d'une courbe de compressibilité oedométrique $e-\log\sigma$	48
Figure 1.22: Abaque de Fox pour la correction du tassement d'une semelle rectangulaire flexible avec $\nu = 0.5$	50
Figure 1.23: Schéma simplifié de Ménard pour le calcul des tassements	53
Figure 1.24: a. Triangle à 3 nœuds – b. Quadrilatère à 4 nœuds – c. Triangle à 6 nœuds – d. Quadrilatère à 8 nœuds	59

Figure 1.25: Exemple d'éléments de massif de haute précision	60
Figure 1.26: Dimensions conseillées pour le maillage d'une fondation en déformation plane ou axisymétrique	63
Figure 1.27: Fondation continue souple	67
Figure 1.28: Fondation circulaire souple	68
Figure 1.29: Essai de compression triaxiale	70
Figure 1.30: Essai de compression triaxiale	71
Figure 2.1: Maillage d'une fondation superficielle en déformation plane et en axisymétrie	75
Figure 2.2: Sensibilité du déplacement vertical s_c aux dimensionnement du maillage	76
Figure 2.3: Courbe de chargement	81
Figure 2.4: Variation de la pente α en fonction de l'élancement D/B pour sols pulvérulent et cohérent	83
Figure 2.5: Variation de la pente α en fonction du rapport H/B pour sols pulvérulent et cohérent	84
Figure 2.6: Abaques donnant les constantes d'ajustement a et b en fonction de D/B pour sols pulvérulent et purement cohérent	85
Figure 2.7: Abaque donnant de la pente α en fonction de D/B pour sols pulvérulent et purement cohérent	86
Figure 2.8: Variation de la contrainte limite conventionnelle d'une fondation circulaire en fonction de l'élancement D/B pour sols pulvérulent et cohérent	87
Figure 2.9: Variation de la contrainte limite conventionnelle d'une fondation continue en fonction de l'élancement D/B pour sols pulvérulent et cohérent	88
Figure 2.10: Variation de la contrainte limite conventionnelle en fonction du rapport H/B pour sols pulvérulent et cohérent	89
Figure 2.11: Abaque donnant la constante d'ajustement a en fonction de D/B pour sols pulvérulent et purement cohérent	90
Figure 2.12: Abaque donnant la constante d'ajustement b en fonction de D/B pour sols pulvérulent et purement cohérent Pour $\frac{H}{B} \leq 5$	91
Figure 2.13: Abaque présentant la contrainte limite conventionnelle en fonction de l'élancement D/B pour sols pulvérulent et purement cohérent pour $\frac{H}{B} \geq 5$	92
Figure 2.14: Variation de la pente α en fonction de l'élancement D/B pour sols pulvérulent et cohérent	94
Figure 2.15: Variation de la pente α en fonction du rapport H/B pour sols pulvérulent et cohérent	95
Figure 2.16: Variation de la contrainte limite conventionnelle en fonction de l'élancement D/B pour sols pulvérulent et cohérent	97

Figure 2.17: Variation de la contrainte limite conventionnelle en fonction du rapport H/B pour sols pulvérulent et cohérent	98
Figure 2.18: Abaque donnant la constante d'ajustement a en fonction de D/B pour sols pulvérulent et purement cohérent Pour $\frac{H}{B} \leq 5$	99
Figure 2.19: Abaque présentant la contrainte limite conventionnelle en fonction de l'élancement D/B pour sols pulvérulent et purement cohérent pour $\frac{H}{B} \geq 5$	100
Figure 3.1: Les éléments de contact entre deux corps adjacents	105
Figure 3.2: Modèle d'étude du problème de pénétration statique	105
Figure 3.3: Sensibilité du déplacement vertical s_p aux dimensions du maillage	107
Figure 3.4: Déformation du sol autour de la pointe pénétrométrique	109
Figure 3.5: Diagrammes de résistance en pointe $q_c = f(s_p)$ pour sol fin saturé	111
Figure 3.6: Diagrammes de résistance en pointe $q_c = f(s_p)$ pour sol pulvérulent	112
Figure 3.7: Diagrammes de $q_c = f(\gamma * Z)$ pour sol pulvérulent et sol cohérent	113
Figure 3.8: Variation de k_c en fonction de l'élancement D/B d'une semelle circulaire	115
Figure 3.9: Variation de k_c en fonction de l'élancement D/B d'une semelle continue	116
Figure 3.10: Comparaison des valeurs proposées de k_c avec celles données par le Fascicule 62 pour semelle circulaire	119
Figure 3.11: Comparaison des valeurs proposées de k_c avec celles données par le Fascicule 62 pour semelle continue	120
Figure 3.12: Comparaison des valeurs proposées de k_c avec celles données par DTU 13-12 pour semelle circulaire	123
Figure 3.13: Comparaison des valeurs proposées de k_c avec celles données par DTU 13-12 pour semelle continue	124
Figure 4.1: Répartition géographique des sites expérimentaux (marqués par ●)	131
Figure 4.2: Distribution en pourcentage des fondations selon la forme géométrique de leurs sections pour un sol sableux	131
Figure 4.3: Distribution en pourcentage des fondations selon la forme géométrique de leurs sections pour un sol graveleux	132
Figure 4.4: Distribution en pourcentage des fondations selon la forme géométrique de leurs sections pour argile et craie	132
Figure 4.5: Distribution en pourcentage des fondations selon la forme géométrique de leurs sections pour un sol limoneux	133
Figure 4.6: Distribution en pourcentage des sites expérimentaux selon la nature géologique du sol	133
Figure 4.7: Courbe de chargement typique	135

Figure 4.8 : Variation des facteurs de portance k_p , k_c , k_s pour une semelle carrée dans un sol sableux	142
Figure 4.9 : Variation des facteurs de portance k_c , k_s pour une semelle carrée dans un sol sableux	143
Figure 4.10 : Variation du facteur de portance pénétrométrique standard k_s pour une semelle carrée et une semelle rectangulaire dans un sol graveleux	146
Tableau 1.1 : Facteurs de portance de Terzaghi	24
Tableau 1.2 : Facteurs de portance de Terzaghi N_c' , N_q' , et $N\gamma'$	25
Tableau 1.3 : Variation de N_c et N_q	26
Tableau 1.4 : Facteurs de forme, d'inclinaison, et de profondeur	28
Tableau 1.5 : Comparaison des valeurs de $N\gamma$	30
Tableau 1.6 : Classification des sols en de leur nature géologique et de leur pression limite nette $p_1 - p_0$	44
Tableau 1.7: Valeurs de α	48
Tableau 1.8: Valeurs de ξ pour $\frac{L}{B}=1$ et $\frac{L}{B}=100$	51
Tableau 1.9 : Valeurs de I_w pour $\nu = 0.3$	52
Tableau 1.9 (suite) : Valeurs de I_w pour $\nu = 0.45$	52
Tableau 1.10 : Valeurs de η	53
Tableau 1.11 : Valeurs du terme P_H pour $\nu = 0.3$	66
Tableau 1.12 : Valeurs du facteur I_w pour $\nu = 0.3$	68
Tableau 1.13 : Valeurs du facteur I_w pour $\nu = 0.45$	68
Tableau 1.14 : Valeurs de la déformation verticale pour $\nu = 0.3$	69
Tableau 1.15 : Valeurs de la déformation verticale pour $\nu = 0.45$	71
Tableau 2.1: Propriétés du sol et de la fondation étudiée	75
Tableau 2.2: Caractéristiques du sol pulvérulent étudié	79
Tableau 2.3: Caractéristiques du sol cohérent étudié	79
Tableau 2.4: valeurs de α pour un sol pulvérulent avec $D/B = 0$	82
Tableau 2.5: Valeurs de α pour un sol purement cohérent avec $D/B = 0$	82
Tableau 2.6: valeurs de la pente initiale α pour sols pulvérulent et purement cohérent pour $H/B \geq 5$	86
Tableau 2.7: Valeurs de α pour un sol pulvérulent avec $D/B = 0$	93
Tableau 2.8: Valeurs de α pour un sol purement cohérent avec $D/B = 0$	93

Tableau 3.1: Propriétés du sol et de la pointe étudiée	106
Tableau 3.2: Résultats de l'ajustement linéaire de $q_c = f(\gamma * Z)$	112
Tableau 3.3: Valeurs de la résistance nette équivalente q_{ce}^* (kPa) (semelle circulaire)	114
Tableau 3.4: Valeurs de K_c pour $H/B = 20$ (semelle circulaire)	114
Tableau 3.5: Valeurs de la résistance nette équivalente q_{ce}^* (kPa) (semelle continue)	114
Tableau 3.6: Valeurs de K_c pour $H/B = 20$ (semelle continue)	114
Tableau 3.7: Valeurs moyennes de K_c pour $D/B > 1$ ($H/B = 20$)	117
Tableau 3.8: valeurs de k_c pour une semelle carrée selon DTU 13.12	121
Tableau 3.9: valeurs de k_c pour une semelle filante selon DTU 13.12	121
Tableau 4.1 : Résultats de l'interprétation de la base de données d'une semelle carrée pour un sable	138
Tableau 4.2 : Résultats de l'interprétation de la base de données d'une semelle rectangulaire et semelle circulaire pour un sable	138
Tableau 4.3 : Résultats de l'interprétation de la base de données d'une semelle rectangulaire et semelle carrée pour graviers	139
Tableau 4.4 : Résultats de l'interprétation de la base de données d'une semelle rectangulaire et semelle carrée pour graviers	139

TABLE DES MATIÈRES

RÉSUMÉ	1
REMERCIEMENTS	4
DÉDICACES	5
TABLES DES MATIÈRES	6
LISTE DES ILLUSTRATION, GRAPHIQUES ET TABLEAUX	10
INTRODUCTION GÉNÉRALE	15
<hr/> <hr/>	
PARTIE I : ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE	
<hr/> <hr/>	
INTRODUCTION	17
CHAPITRE I : CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES	18
I.1. Introduction	18
I.2. Types de rupture par portance	18
I.3. Théorie de capacité portante de Terzaghi	22
I.4. Théorie de portance de Meyerhof	25
I.5. D'autres solutions pour les facteurs de portance	29
I.6. Effet de la nappe d'eau	31
I.7. Capacité portante d'une Fondations rigide à base rugueuse sur un sol d'épaisseur limitée	31
I.8. Capacité portante des fondations sur un sol bicouches	34
I.8.1 Fondations sur un bicouche argileux ($\phi=0$)	35
I.8.2 Théorie de Meyerhof et de Hanna - sol résistant sous-jacent d'un sol mou	36
I.8.3. Théorie de Meyerhof et Hanna - sol mou sur un sol résistant	37
I.9. Capacité Portante des sols non homogènes	38
I.10. Capacité portante à partir des essais in-situ	39
I.10.1. Capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique CPT	39
I.10.2. Capacité portante à partir de l'essai de pénétration dynamique DPT	41
I.10.3. Capacité portante à partir de l'essai de pénétration standard SPT	42
I.10.4. Capacité portante à partir de l'essai pressiométrique PMT	43
I.11. Conclusion	45
CHAPITRE II : TASSEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES	46
II.1. Introduction	46
II.2. Methodes de calcul du tassement	46
II.2.1 Tassement de consolidation primaire-méthode des tranches	46
II.2.2. Tassement instantané	48
II.2.2.1. Théorie d'élasticité	48
II.2.3. Méthodes basées sur les essais in-situ	53
II.3. Conclusion	57

CHAPITRE III : MODÉLISATION DU COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES	58
III.1. Introduction	58
III.2. Description des principaux éléments de massif	58
III.2.1 Élément de massif bidimensionnel	58
III.3. Élément de massif de haute précision	60
III.4. Construction d'un maillage d'éléments finis	61
III.4.1. Règles générales pour la construction des maillages	61
III.4.2. Maillage fins et grossiers	61
III.4.3. Forme et taille des éléments finis dans les maillages	61
III.5. Conseils pour la construction des maillages d'ouvrages de géotechnique	62
III.5.1. Modèles d'éléments finis pour les fondations	62
III.5.2. Cas d'une fondation superficielle isolée	63
III.6. Conclusion	64
CHAPITRE IV : PRÉSENTATION DU PROGRAMME PLAST ET VÉRIFICATION	65
IV.1. Introduction	65
IV.2. Vérification de PLAST	65
IV.2.1 Introduction	65
IV.2.2 Fondation continue souple	66
IV.2.3 Fondation circulaire souple	67
IV.2.4 Essai de compression triaxiale	69
IV.3. Conclusion	71
CONCLUSION	72
<hr/> <hr/>	
PARTIE II : COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES	
<hr/> <hr/>	
INTRODUCTION	73
CHAPITRE I: PRÉSENTATION DU MODÈLE	74
I.1. Introduction	74
I.2. Présentation du modèle	74
I.2.1. Modélisation du massif de sol et les fondations	74
I.2.2. Modélisation du comportement d'interface	74
I.2.3. Le maillage	74
I.3. Conclusion	77
CHAPITRE II : ETUDE PARAMETRIQUE	78
II.1. Introduction	78
II.2 Analyse dimensionnelle	78
II.3. Paramètres de l'étude	79
II.3.1. Nature du sol	79
II.3.2. La rigidité relative	80
II.3.3. L'élanement de la fondation	80

II.3.4. Le rapport H/B	80
II.4 Méthode d'interprétation	80
II.5. Résultats et interprétation	81
II.5.1. Comportement des fondations circulaires	81
II.5.1.1. Etude de la pente α	81
II.5.1.2. Etude de la contrainte q_1^{conv}	87
II.5.2. Comportement des fondations continues	93
II.5.2.1. Etude de la pente α	93
II.5.2.2. Etude de la contrainte q_1^{conv}	97
II.6. Conclusion	101
CONCLUSION	102
<hr/> <hr/>	
PARTIE III : MODÉLISATION DE L'ESSAI CPT	
<hr/> <hr/>	
INTRODUCTION	103
CHAPITRE I : PRÉSENTATION DU MODÈLE	104
I.1. Introduction	104
I.2. Présentation du logiciel Z_Soil	104
I.3. Présentation du modèle	104
I.4. Conclusion	107
CHAPITRE II : CALCUL DU FACTEUR DE PORTANCE PÉNÉTROMÉTRIQUE	108
II.1. Introduction	108
II.2. Analyse adimensionnelle	108
II.3. Résultats de calcul	109
II.4. Méthode de calcul	110
II.5. Résultats et interprétation	110
II.5.1. Courbes de chargement	110
II.5.2. Relation entre la résistance en pointe q_c et la contrainte verticale initiale σ_{v0}	112
II.5.3. Facteur de portance pénétrométrique k_c	113
II.6. Etude comparative	117
II.6.1. Comparaison avec le Fascicule 62	117
II.6.1.1. Sol pulvérulent	118
II.6.1.2. Sol purement cohérent	118
II.6.2. Comparaison avec le DTU 13-12	121
II.6.2.1. Sol pulvérulent	122
II.6.2.2. Sol purement cohérent	122
II.7. Applications sur le facteur de portance k_c	125
II.7.1. Cas d'une semelle circulaire	125
II.7.2. Cas d'une semelle continue	126
II.8. Conclusion	126
CONCLUSION	128

**PARTIE IV : ANALYSE DES ESSAIS DE CHARGEMENT DE FONDATIONS
SUPERFICIELLES EN VRAIE GRANDEUR**

INTRODUCTION	129
CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE LA BASE DE DONNÉES	130
I.1. Introduction	130
I.2. Présentation de la base de données	130
I.3. Etude statistique	131
I.3.1. Géométrie de la fondation	131
I.3.2. Nature du sol	133
I.3.3. Essais in-situ	134
I.4. Conclusion	134
CHAPITRE II : INTERPRETATION DE LA BASE DE DONNEES	135
II.1. Introduction	135
II.2. Méthode d'interprétation des données	135
II.2.1. Courbe de chargement	135
II.2.2. Facteurs de portance	136
II.3. Résultats de l'interprétation	137
II.3.1. Analyse des résultats	140
II.4. Conclusion	147
CHAPITRE III : ETUDE COMPARATIVE DES FACTEURS DE PORTANCE	148
III.1. Introduction	148
III.2. Etude comparative	148
III.2.1. Comparaison avec le Fascicule 62	148
III.2.2. Comparaison avec le DTU 13.12	152
III.3. Conclusion	155
CONCLUSION	156
CONCLUSION GÉNÉRALE	157
APPENDICES	
A. Présentation du programme PLAST	160
B. Analyse dimensionnelle – Théorème des π de BUCKINGHAM	169
C. Illustrations des graphiques de la PARTIE II	171
D. Éléments de contact	182
E. Fiche synthétique d'essai de chargement de fondation	186
F. Liste des symboles	189
RÉFÉRENCES	192

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Le comportement d'une fondation superficielle dans un massif homogène est un problème traditionnel de mécanique des sols qui n'a été résolu qu'approximativement pour les besoins de la pratique. Les ingénieurs procèdent souvent au calcul des fondations par le biais de la méthode de la superposition vu sa simplicité d'une part et son caractère sécuritaire d'autre part. cependant ce calcul pessimiste est insatisfaisant dans certains cas, ce qui au recours aux méthodes empiriques basées sur les essais in-situ, notamment les essais CPT (Essai de pénétration statique), DPT (Essai de pénétration dynamique) et SPT (Essai de pénétration standard). Le sujet de la thèse comporte quatre parties.

La première partie passe en revue une synthèse bibliographique des différentes méthodes et théories de calcul de la capacité portante et du tassement. Des fondations superficielles (circulaires ou continues) soumises à un chargement vertical qui sont présentées au premier et deuxième chapitre. On présente au troisième chapitre quelques conseils et recommandations pratiques pour la construction des maillages d'éléments finis dans le domaine de la géotechnique afin d'obtenir une meilleure présentation du problème étudié et une meilleure précision des calculs. On expose au quatrième chapitre la présentation du programme utilisé dans l'analyse du comportement non-linéaire des fondations superficielles suivi d'un test de validation.

La seconde partie concerne l'analyse non linéaire bidimensionnelle du comportement des fondations superficielles (circulaire et continue) chargées verticalement par la méthode des éléments finis par le biais du programme PLAST. Après la présentation au premier chapitre du modèle choisi à partir d'une analyse dimensionnelle, on décrit au deuxième chapitre la méthodologie suivie dans l'interprétation des résultats obtenus par la méthode des éléments finis. On étudiera aussi, l'effet de l'élancement et du rapport H/B sur la contrainte limite et le tassement de la fondation dans un sol homogène en proposant au même temps des formulations obtenues par l'ajustement de ces paramètres d'influences selon la nature du sol envisagé.

La troisième partie est une analyse non-linéaire du comportement d'une pointe standard du pénétromètre statique CPT à la base d'une modélisation par éléments finis à comportement non linéaire par le logiciel Z-Soil. On présente au premier chapitre le modèle axisymétrique choisi suite à un dimensionnement préalable. On expose au

deuxième chapitre le calcul du facteur de portance pénétrométrique, ainsi que l'effet de l'élanement de la fondation et la nature du sol sur ce dernier. Enfin, on présente une application des résultats obtenus à l'évaluation de la capacité portante d'une semelle continue et d'une semelle circulaire enfouies dans un massif homogène.

La quatrième partie est une analyse des essais de chargement de fondations superficielles en vraie grandeur extraits de la littérature des fondations superficielles chargées verticalement et rassemblés dans une base de données dont étude statistique est présentée au premier chapitre. On décrit au deuxième chapitre la méthodologie d'interprétation des résultats des essais de chargement des fondations ainsi que l'analyse des résultats obtenus, notamment les différents facteurs de portance. Le dernier chapitre présente une étude comparative des facteurs de portance de la base de données avec ceux recommandées dans les différentes méthodes de calcul.

On présente enfin une conclusion générale et des recommandations.

INTRODUCTION

Le calcul des fondations superficielles (circulaires ou continues) soumises à un chargement verticale a fait l'objet de nombreuses recherches depuis plusieurs années. On présente au premier et deuxième chapitre de cette partie une synthèse bibliographique des différentes méthodes et théories de calcul de la capacité portante et du tassement.

Au troisième chapitre on présente quelques conseils et recommandations pratiques pour la construction des maillages d'éléments finis dans le domaine de la géotechnique afin d'obtenir une meilleure présentation du problème étudié et une meilleur précision des calculs.

On expose au quatrième chapitre un test de vérification du programme utilisé dans l'analyse du comportement non-linéaire des fondations superficielles par rapport aux solutions de l'élasticité données par la littérature.

CHAPITRE I : CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

I.1. Introduction:

Les fondations transmettent les charges de l'ouvrage au sol sous-jacent. 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 suivantes :
 - Les semelles circulaires.
 - Les semelles carrées $L=B$.
 - Les semelles rectangulaires isolées $B < L < 5B$.
 - Les semelles rectangulaires continues $L > 5B$.
- La hauteur d'encastrement D , qui est l'épaisseur minimale des terres au-dessus du niveau de fondation.

La semelle est considérée comme superficielle lorsque l'élancement $D/B \leq 4$.

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

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

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

- par cisaillement du sol soutenant la fondation,
- par le tassement excessif du sol soutenant la fondation.

Ce chapitre récapitule un certain nombre de théories de portance présentées en littérature.

I.2. Types de rupture par portance :

La figure 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 maximum qu'il peut supporter, trois types de rupture sont définis [1]:

a) 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 avec une courbe typique $q=f(s)$.

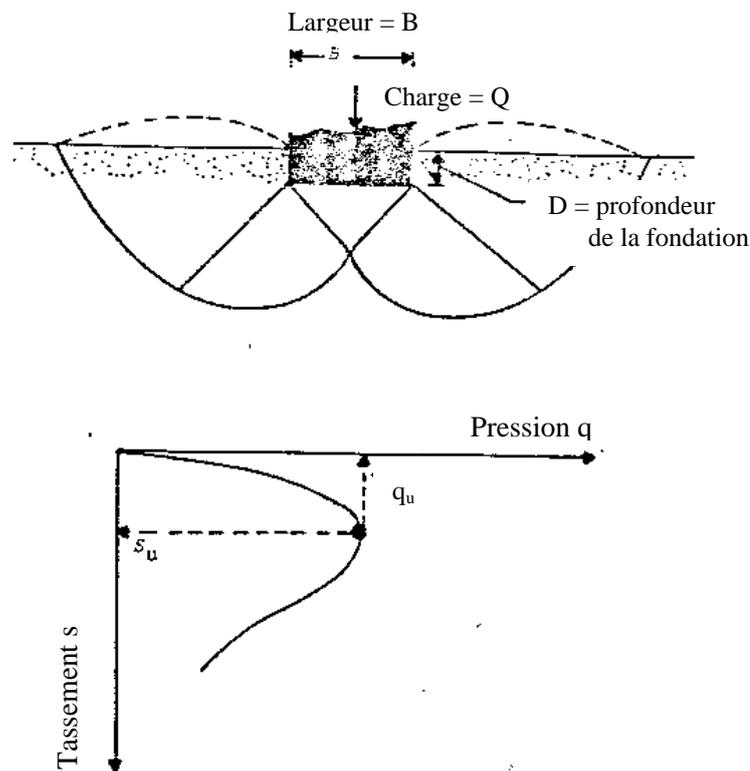


Figure 1.1: Rupture par cisaillement général dans le sol [1].

b) 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 où 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 (montré par des lignes cassées) 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)).

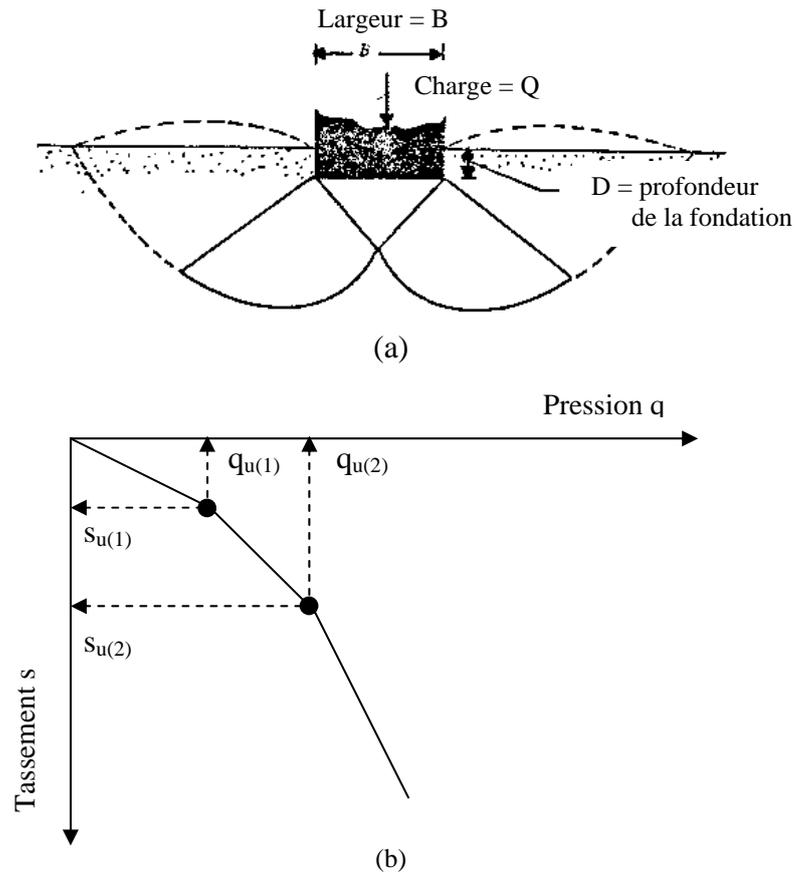


Figure 1.2: Rupture par cisaillement local dans le sol [1].

c) 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 charge-tassement 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 $\Delta s/\Delta q$ 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 de la densité relative comme le montre la figure 1.4. On voit que pour les deux types de fondation (circulaire et continue) la rupture par cisaillement local se produit pour une densité relative $D_r < 50\%$, et une rupture générale par cisaillement pour $50 \leq D_r \leq 100\%$, cela pour un élancement $D/B \leq 5$.

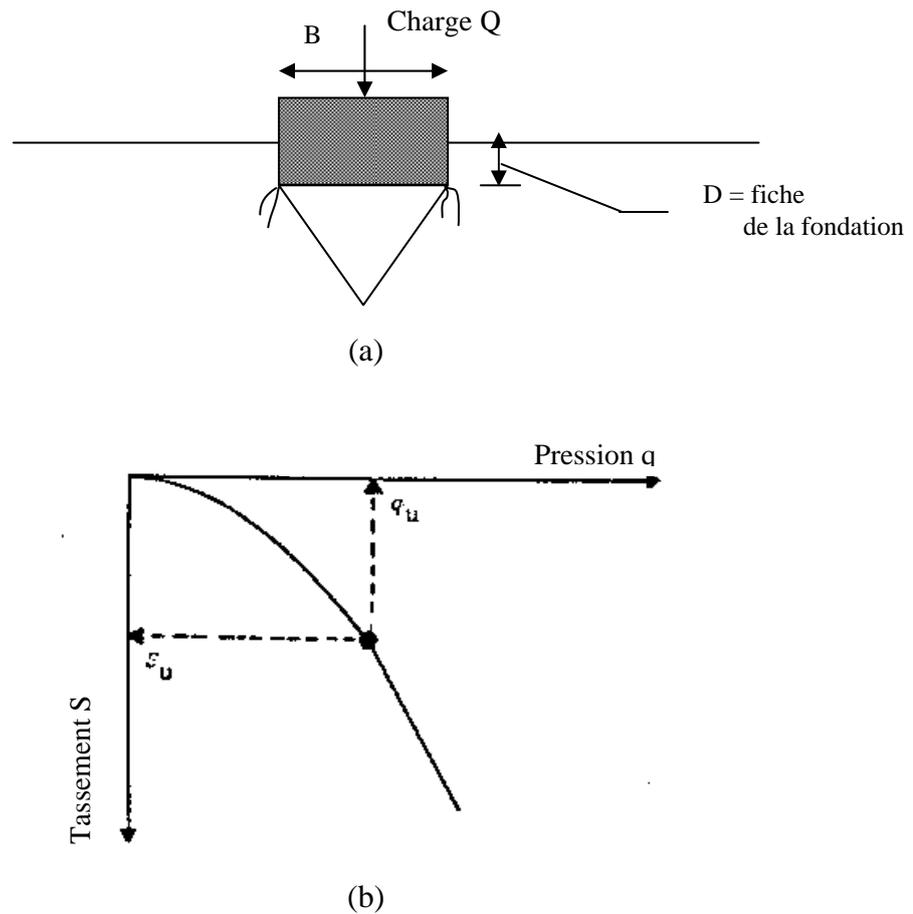


Figure 1.3: Rupture par poinçonnement dans le sol [1].

Cependant, pour un grand élancement compris entre $5 \leq D/B \leq 10$ et une densité relative $50 \leq D_r \leq 100\%$, le sol subira une rupture par poinçonnement.

En outre, la variation de s_u (c'est-à-dire, tassement correspondant à la charge ultime) avec la densité du sol, ainsi que la densité relative est schématisée à la figure 1.5, pour des fondations circulaires et continues, suite à des essais sur modèles réduits de laboratoire et en vraie grandeur menés par Vesic (1963).

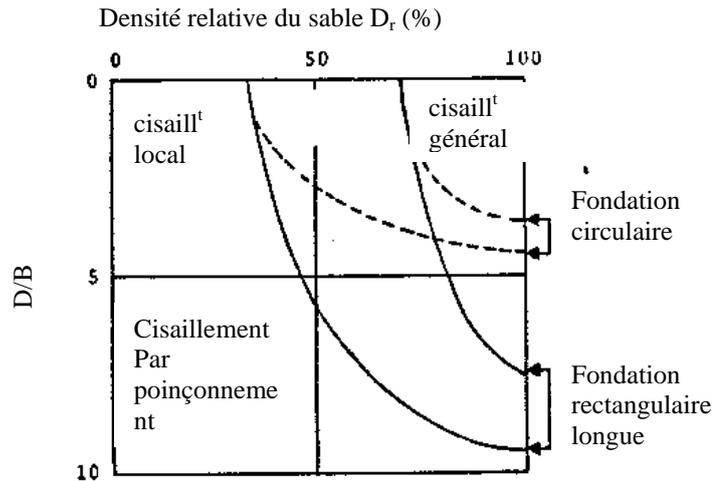


Figure 1.4: Variation de la nature de rupture de portance en sable avec la densité relative et D/B (Vesic, 1963) [1].

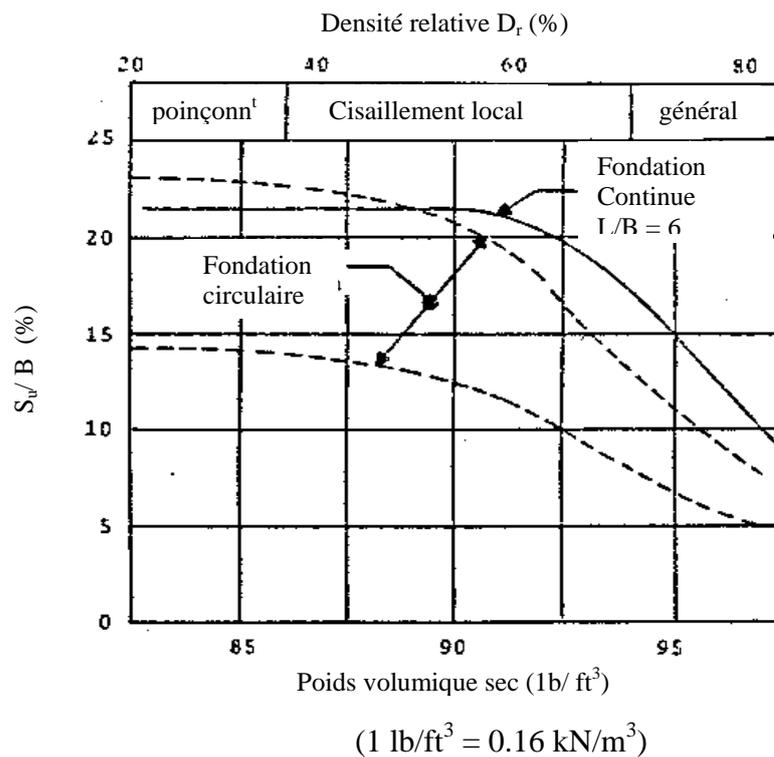


Figure 1.5: Tassement à la charge ultime pour une fondation sur sable (Vesic, 1963) [1].

I.3. Théorie de capacité portante de Terzaghi :

Terzaghi (1943) a proposé une théorie pour la détermination de la capacité portante des fondations superficielles continues rigides à bases rugueuses au sein d'un massif de sol homogène de grande profondeur. Terzaghi a défini une fondation superficielle comme

fondation pour laquelle l'élanement $\frac{D}{B} \leq 1$. La surface de rupture dans le sol sous la charge ultime q_u , comme suggérée par Terzaghi est montrée à la figure 1.6.

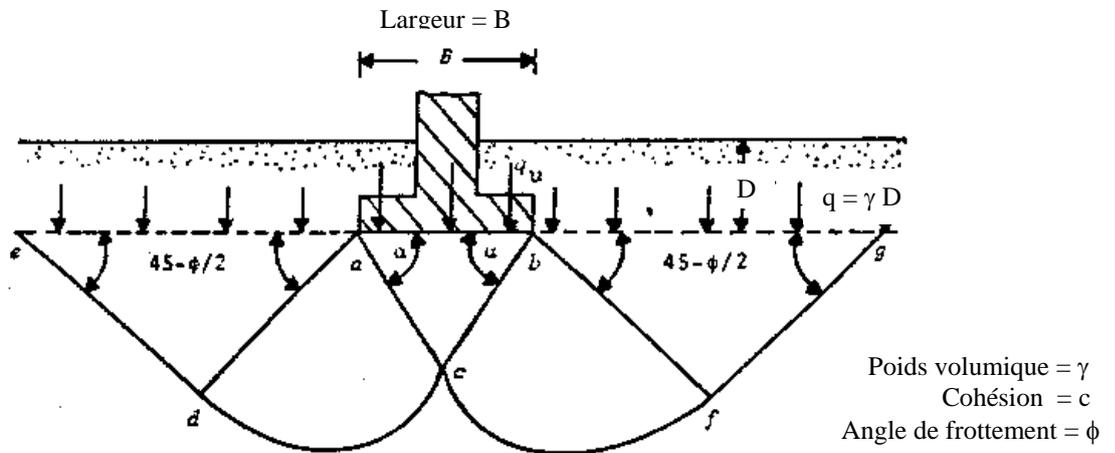


Figure 1.6: Surface de rupture dans le sol pour une fondation continue rigide à base rugueuse selon Terzaghi (1943) [1].

On utilisant la méthode de superposition, la capacité portante ultime pour un sol avec cohésion et angle de frottement peut être donnée comme :

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

N_c , N_q , N_γ = facteurs de portance, avec :

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \phi/2)\tan\phi}}{2\cos^2(45 + \phi/2)} \quad (2)$$

$$N_c = \cot\phi(N_q - 1) \quad (3)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} K_p \gamma \tan^2\phi - \frac{\tan\phi}{2} \quad (4)$$

Terzaghi n'a jamais justifié clairement comment obtenir $K_p \gamma$ employé pour calculer N_γ [4].

Le Tableau 1.1 donne les variations des facteurs de portance avec l'angle de frottement du sol ϕ comme donné par les équations précédentes. Pour les fondations qui sont rectangulaires ou circulaires dans le plan, Terzaghi (1943) a proposé les expressions suivantes :

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.4\gamma BN_\gamma \quad (5)$$

(Pour les fondations carrées ayant un côté B)

$$q_u = 1.3cN_c + qN_q + 0.3\gamma BN_\gamma \quad (6)$$

(Pour les fondations circulaires ayant un diamètre B)

Tableau 1.1 : Facteurs de portance de Terzaghi

Angle de frottement ϕ (deg)	N_c	N_q	N_γ
0	5.7	1.0	0
5	7.4	1.6	0.5
10	9.6	2.7	1.2
15	12.9	4.5	2.5
20	17.7	7.4	4.0
25	25.2	12.7	9.7
30	37.2	22.5	19.7
35	57.8	41.5	42.5
40	95.7	81.4	100.4
45	172.3	173.3	297.5

Il est évident que la théorie de portance de Terzaghi a été obtenue en supposant la rupture par cisaillement généralisé dans le sol et en négligeant le glissement entre la fondation et le sol.

Toutefois pour la rupture par cisaillement local dans le sol, Terzaghi (1943) a suggéré les expressions suivantes [1]:

Fondation continue ($B/L=0$; L = longueur de la fondation)

$$q_u = c'N_c' + qN_q' + \frac{1}{2}\gamma.BN_\gamma' \quad (7)$$

Fondation carrée ($B=L$)

$$q_u = 1.3c'N_c' + qN_q' + 0.4\gamma.BN_\gamma' \quad (8)$$

Fondation circulaire ($B=\text{Diamètre}$)

$$q_u = 1.3c'N_c' + qN_q' + 0.3\gamma.BN_\gamma' \quad (9)$$

N_c' , N_q' , et N_γ' = facteurs de portance modifiés avec $c'=2c/3$

Les facteurs de portance modifiés peuvent être obtenus par substitution $\phi' = \tan^{-1}(0.67 \tan \phi)$ pour ϕ dans les équations (2), (3), et (4). Vesic (1973) a proposé une amélioration pour l'obtention de ϕ' pour estimer N_q' , et N_γ' pour des fondation sur sable comme suit :

$$\phi' = \tan^{-1}(K \cdot \tan \phi) \quad (10)$$

$$K = 0.67 + D_r - 0.75 \cdot D_r^2 \quad (\text{Pour } 0 \leq D_r \leq 0.76) \quad (11)$$

Où D_r = densité relative (donnée en décimales et non en %)

Tableau 1.2 : Facteurs de portance de Terzaghi N_c' , N_q' , et N_γ'

Angle de frottement ϕ (deg)	N_c'	N_q'	N_γ'
0	5.7	1.0	0
5	6.7	1.4	0.2
10	8.0	1.9	0.5
15	9.7	2.7	0.9
20	11.8	3.9	1.7
25	14.8	5.6	3.2
30	19.0	8.3	5.7
35	25.2	12.6	10.1
40	34.9	20.5	18.8
45	51.2	35.1	37.7

I.4. Théorie de portance de Meyerhof:

En 1951, Meyerhof a publié une théorie de portance qui peut être appliquée aux fondations superficielles et profondes à bases rugueuses. La surface de rupture à la charge ultime sous une fondation continue adoptée par Meyerhof (1951) est montrée à la figure 1.7 [1].

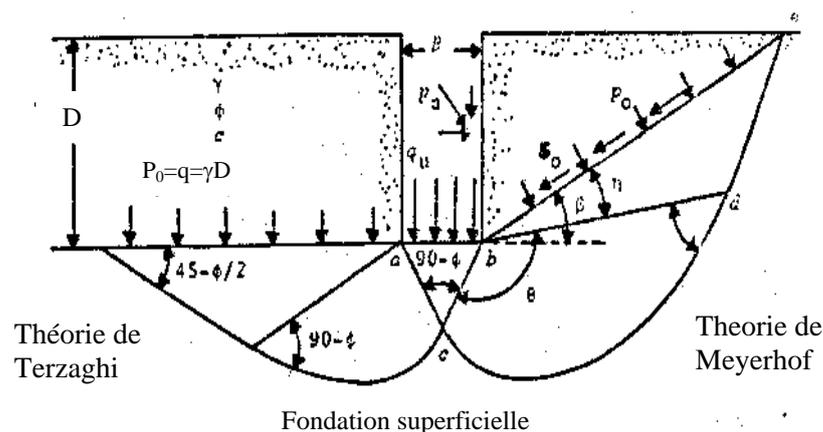


Figure 1.7: Champs de lignes de glissement pour une fondation continue à base rugueuse.

La méthode de superposition est employée pour déterminer la contribution de la cohésion c , P_0 , γ et ϕ dans la capacité portante q_u d'une fondation continue, cette dernière peut être exprimée comme :

$$q_u = cN_c + P_0 N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (12)$$

où N_c, N_q, N_γ = facteurs de portance

B = largeur de la fondation

La variation de N_c, N_q, N_γ pour la condition de base en surface (c'est-à-dire, $\beta=0$ et $m=0$) peut être rapprochée comme suit (Meyerhof, 1963)

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\phi) \quad (13)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right) \quad (14)$$

et

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (15)$$

Le Tableau 1.3 donne la variation de N_c et N_q comme obtenu à partir des équations (14) et (15).

Tableau 1.3 : Variation de N_c et N_q

Angle de frottement ϕ (deg)	N_c	N_q
0	5.14	1.0
2	5.63	1.2
4	6.19	1.43
6	6.81	1.72
8	7.53	2.06
10	8.35	2.47
12	9.3	2.97
14	10.4	3.6
16	11.6	4.3
18	13.1	5.3
20	14.8	6.4
22	16.9	7.8
24	19.3	9.6
26	22.3	11.9
28	25.8	14.72
30	30.1	18.4
32	35.5	23.2
34	42.2	29.5
36	50.6	37.8
38	61.4	48.9
40	75.3	64.2
42	93.7	85.4
44	118.4	115.3
46	152.1	158.5
48	199.3	222.3
50	266.9	319.1

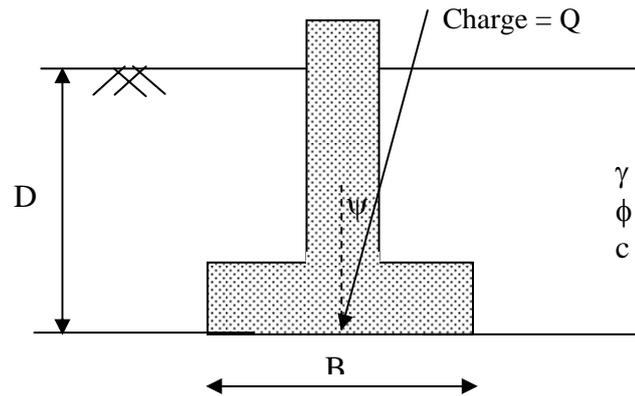


Figure 1.8: Charge inclinée sur la fondation [1].

Meyerhof a proposé une équation générale donnée sous la forme suivante :

$$q_u = cNc\lambda_{cs}\lambda_{ci}\lambda_{cd} + qNq\lambda_{qs}\lambda_{qi}\lambda_{qd} + \frac{1}{2}\gamma B N\gamma\lambda_{\gamma s}\lambda_{\gamma i}\lambda_{\gamma d} \quad (16)$$

où λ_{cs} , λ_{qs} , $\lambda_{\gamma s}$ = facteurs de forme de fondation

λ_{ci} , λ_{qi} , $\lambda_{\gamma i}$ = facteurs d'inclinaison de fondation

λ_{cd} , λ_{qd} , $\lambda_{\gamma d}$ = facteurs de profondeur de fondation

Ces facteurs sont formulés dans le tableau 1.4.

Tableau 1.4 : Facteurs de forme, d'inclinaison, et de profondeur [1].

Facteurs	Rapport	Référence
Forme	Pour $\phi = 0^\circ$: $\lambda_{cs} = 1 + 0.2(B/L)$ $\lambda_{qs} = 1$ $\lambda_{\gamma s} = 1$	Meyerhof (1963)
	Pour $\phi \geq 10^\circ$: $\lambda_{cs} = 1 + 0.2(B/L)\tan^2(45 + \phi/2)$ $\lambda_{qs} = \lambda_{\gamma s} = 1 + 0.1(B/L)\tan^2(45 + \phi/2)$	
	$\lambda_{cs} = 1 + (Nq/Nc)(B/L)$ $\lambda_{qs} = 1 + (B/L)\tan\phi$ $\lambda_{\gamma s} = 1 - 0.4(B/L)$	DeBeer (1970)
Inclinaison	$\lambda_{ci} = \lambda_{qi} = (1 - \psi/90^\circ)^2$ $\lambda_{\gamma i} = (1 - \psi/\phi)^2$	Meyerhof (1963)
	$\lambda_{qi} = \left(1 - \left(0.5Q_u \sin\beta / Q_u \cos\psi + BLc \cot\phi\right)^5\right)$ $\lambda_{ci} = \lambda_{qi} - (1 - \lambda_{qi}/Nq - 1)$ $\lambda_{\gamma i} = \left(1 - \left(0.7Q_u \sin\psi / Q_u \cos\psi + BLc \cot\phi\right)^5\right)$	Hansen (1970)
	Qu = la charge ultime sur la fondation (B×L)	
Profondeur	Pour $\phi = 0$: $\lambda_{cd} = 1 + 0.2(Df/B)$ $\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1$	Meyerhof (1963)
	Pour $\phi > 10^\circ$: $\lambda_{cd} = 1 + 0.2(Df/B)\tan(45 + \phi/2)$ $\lambda_{qd} = \lambda_{\gamma d} = 1 + 0.1(Df/B)\tan(45 + \phi/2)$	
	Pour $Df/B \leq 1$: $\lambda_{cd} = 1 + 0.4(Df/B)$ $\lambda_{qd} = 1 + 0.2\tan\phi(1 - \sin\phi)^2(Df/B)$ $\lambda_{\gamma d} = 1$ Pour $Df/B > 1$: $\lambda_{cd} = 1 + 0.4\tan^{-1}(Df/B)$ $\lambda_{qd} = 1 + 0.2\tan\phi(1 - \sin\phi)^2 \tan^{-1}(Df/B)$ $\lambda_{\gamma d} = 1$ Note : $\tan^{-1}(Df/B)$ en radian	Hansen (1970)

I.5. D'autres solutions pour les facteurs de portance:

Pour les fondations continues à bases rugueuses où la surface de rupture dans le sol est comme le schématise la figure 6, Prandtl (1921) et Reissner (1924) ont également trouvé les solutions pour N_c et N_q , qui sont identiques à la solution de Meyerhof (1951) (équations 14 et 15) [1].

Il y a cependant divergence considérable sur les valeurs théoriques de N_γ . Hansen (1970) a proposé une relation approximative de N_γ sous la forme :

$$N_\gamma = 1.5N_c \tan^2 \phi \quad (17)$$

Vesic (1973) a proposé une solution sous la forme

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi \quad (18)$$

où N_q est donné par (Eq. 14) (voir aussi tableau 1.3).

Lundgren et Mortensen (1953) ont développé des méthodes numériques pour la détermination exacte des lignes de rupture ainsi que le facteur de portance N_γ pour des cas particuliers. La figure 1.9 montre la nature des lignes de rupture pour ce type de solution [1].

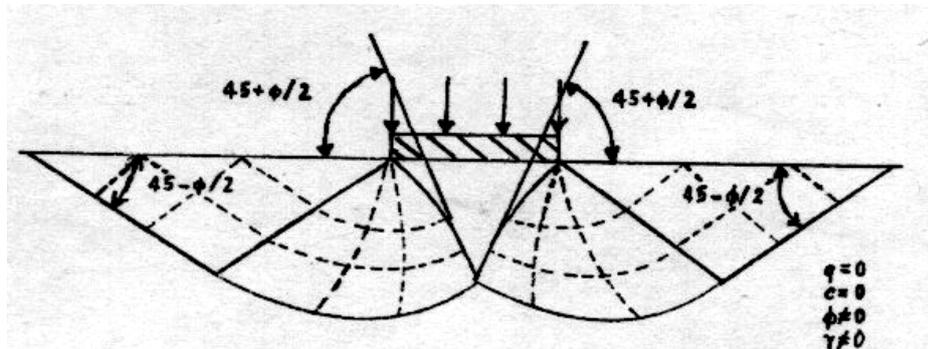


Figure 1.9: La nature des lignes de rupture dans le sol sous une fondation continue.

Solution de plasticité pour la détermination de N_γ [1].

Une comparaison de N_γ selon Terzaghi (1943), Meyerhof (1951, 1963), Vesic (1973), Hansen (1970), et Lundgren et Mortensen (1953) est tabulée au Tableau 1.5.

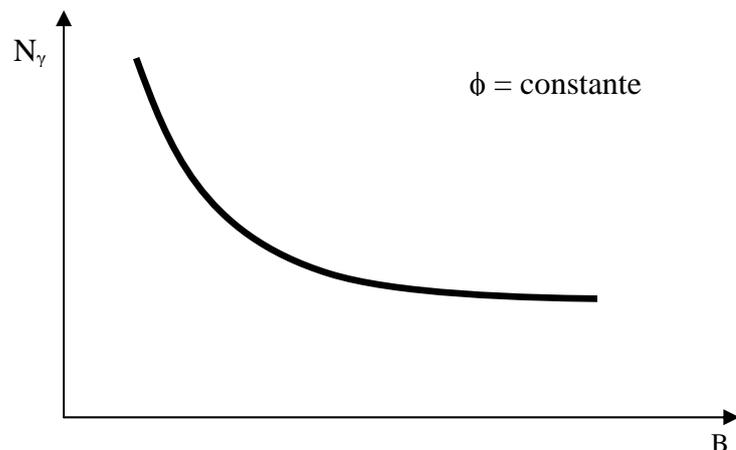
Tableau 1.5 : Comparaison des valeurs de N_γ [1].

Angle de frottement ϕ (deg)	Terzaghi (1943)	Meyerhof Eq.(13)	Hansen Eq.(17)	Vesic Eq.(18)	Lundgren et Mortensen (1953)
0	0	0	0	0	0
5	0.5	0.1	0.1	0.45	0.17
10	1.2	0.4	0.4	1.22	0.46
15	2.5	1.1	1.2	2.65	1.4
25	9.7	6.8	6.9	30.88	6.92
30	19.7	15.7	15.1	27.4	15.32
35	42.4	37.1	33.9	48.03	35.19
40	100.4	93.7	79.5	109.41	86.46
45	297.5	262.7	200.8	271.76	215

Les théories de Meyerhof et de Hansen sont largement utilisées au Canada et en Europe. Vesic (1973) a recommandé l'équation 18 des résultats expérimentaux, et par conséquent il recommande qu'elle soit utilisée.

L'évaluation de la capacité portante devient plus compliquée si *l'effet d'échelle* est pris en compte. A cause de l'effet d'échelle, la capacité portante diminue avec l'augmentation de la taille de la fondation (DeBeer, 1965). La figure 1.10 montre la diminution des valeurs de N_γ avec la largeur de la fondation B , qui peut être attribué principalement aux raisons suivantes:

1. Pour de grandes dimension de fondations, la rupture le long des lignes de glissement dans le sol est progressive, et la résistance au cisaillement moyenne mobilisée (et ainsi ϕ) suivant une ligne de glissement diminue avec l'augmentation de B .
2. L'existence des zones de faiblesse dans le sol sous la fondation.

Figure 1.10: L'effet d'échelle--Nature de variation de N_γ avec B [1].

I.6. Effet de la nappe d'eau:

Dans les sections précédentes, il est supposé que la nappe d'eau est située au-dessous de la surface de rupture du sol sous la fondation. Cependant, si la nappe d'eau est située près de la fondation, les termes q et γ dans les équations précédentes doivent être modifiés. Ceci peut être expliqué par la figure 1.11, où la nappe d'eau est située à une profondeur d de la surface du sol [1].

- Pour $d=0$, le terme $q=\gamma.D$ devrait être changé en $q=\gamma'.D$, où γ' = Poids volumique déjaugé.
- Pour $0 < d \leq D$, $q=\gamma.d+\gamma'(D-d)$, et γ devrait être changé en γ' .
- Si $D \leq d \leq B$, $q=\gamma.D$, et γ est remplacée par un poids spécifique moyen $\bar{\gamma}$ où :

$$\bar{\gamma} = \gamma + \left(\frac{d-D}{B} \right) (\gamma - \gamma') \quad (19)$$

- Pour $d > D+B$, $q=\gamma.D$ et $\bar{\gamma} = \gamma$. Ceci implique que la nappe d'eau n'a aucun effet sur la capacité portante.

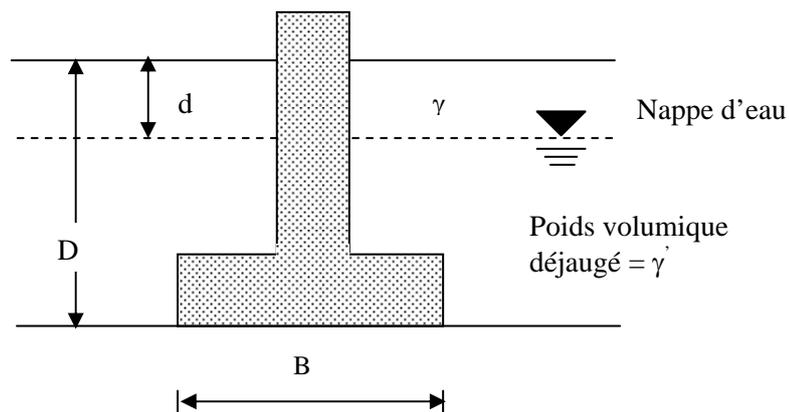


Figure 1.11: Effet de la nappe d'eau sur la capacité portante des fondations superficielles.

I.7. Capacité portante d'une Fondations rigide à base rugueuse sur un sol d'épaisseur limitée:

Le problème de portance des fondations superficielles à bases rugueuses discuté précédemment suppose que le sol est homogène de grande épaisseur. Cependant, il est possible qu'une fondation rigide à base rugueuse soit située à une faible profondeur au-dessous de la base de la fondation. Dans ce cas, la capacité portante ultime de la fondation sera améliorée.

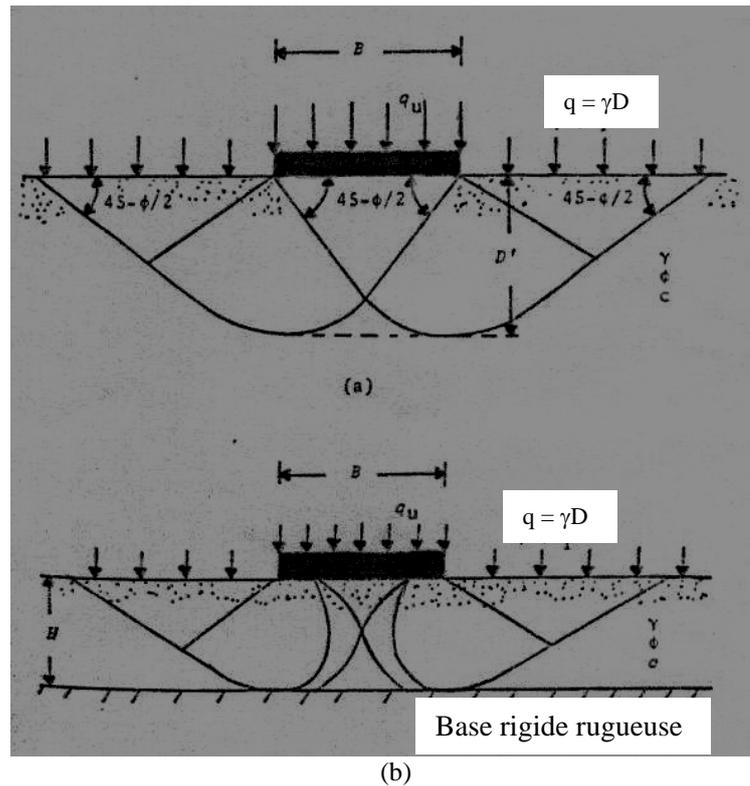


Figure 1.12: Surface de rupture sous une fondation continue rugueuse [1].

La figure 1.12(a) montre une fondation continue à base rugueuse posée sur un sol de grande épaisseur. La capacité portante ultime de cette fondation peut être exprimée comme suit :

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (20)$$

Le prolongement de la zone de rupture dans le sol à la charge ultime q_u est égale à D' .

La grandeur de D' est donnée par la figure 1.13.

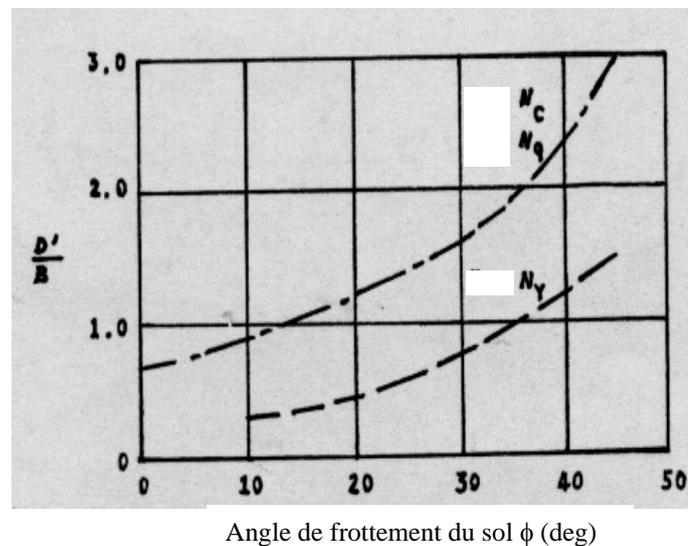


Figure 1.13: Variation de D'/B avec l'angle de frottement du sol [1].

On voit que le rapport D'/B augmente avec l'augmentation de l'angle de frottement ϕ , et qu'au delà de $D'/B \geq 3$ le substratum n'a pas d'effet sur la capacité portante de la fondation.

Si une fondation rigide à base rugueuse est située à une profondeur $H < D'$, à la charge ultime la zone de rupture dans le sol et le développement des lignes de glissement sont montrés à la figure 1.12(b).

Mandel et Salencon (1972) ont déterminé les facteurs de portance pour un tel cas au moyen de l'intégration numérique des équations d'équilibre limite. Ainsi, la capacité portante d'une fondation continue rigide à base rugueuse située à une faible profondeur peut être évaluée par la relation suivante :

$$q_u = cN_c^* + qN_q^* + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma^* \quad (21)$$

Où N_c^* , N_q^* , N_γ^* sont les facteurs de portance modifiés.

Pour $H \geq D'$, $N_c^* = N_c$, $N_q^* = N_q$, et $N_\gamma^* = N_\gamma$, (Lundgren et Mortensen [1]).

En négligeant les facteurs de profondeur, la capacité portance des fondations circulaires et rectangulaires rigides à bases rugueuses reposant sur une couche de sable $c = 0$ de faible profondeur peut être donné comme (Meyerhof, 1974)

$$q_u = cN_c^* \lambda_{qs}^* + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma^* \lambda_{\gamma s}^* \quad (22)$$

Où λ_{qs}^* , $\lambda_{\gamma s}^*$ sont les facteurs de forme modifiés.

Ces facteurs sont en fonction de H/B et ϕ . Meyerhof (1974) a évalué les valeurs approximatives de λ_{qs}^* et $\lambda_{\gamma s}^*$ comme suit:

$$\lambda_{qs}^* = 1 - m_1 (B/L) \quad (23)$$

$$\lambda_{\gamma s}^* = 1 - m_2 (B/L) \quad (24)$$

Les variations de m_1 et m_2 avec H/b et ϕ sont données à la Figure (1.14a et 1.14b).

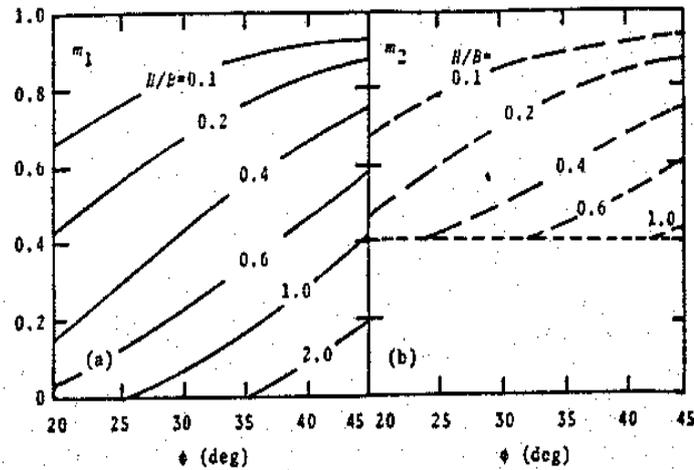


Figure 1.14: Variation de m_1 et m_2 (valeurs de Meyerhof) [1].

On voit que pour un angle de frottement donné, m_1 et m_2 diminuent avec l'augmentation du rapport $\frac{H}{B}$, donc la capacité portante diminue avec l'augmentation de ce dernier.

I.8. Capacité portante des fondations sur un sol bicouches:

Souvent, il est possible qu'une fondation soit située sur un sol bicouches et l'interface des deux couches est à une profondeur H , comme montrée à la Figure 1.15. La capacité portante de la fondation varie a priori avec le rapport H/B .

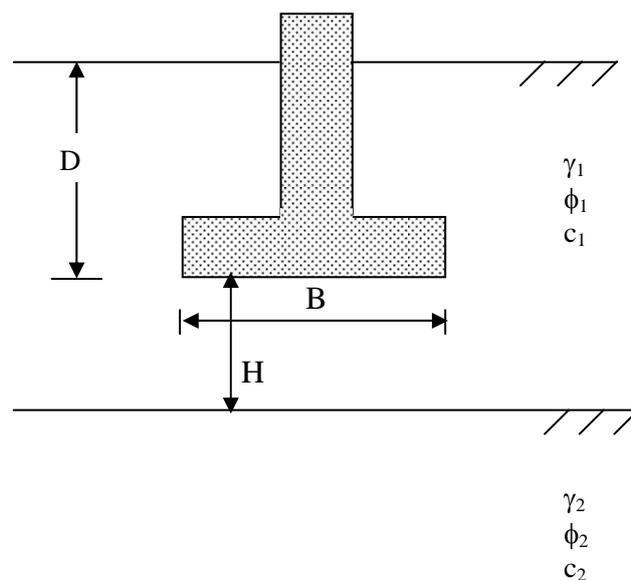


Figure 1.15: Fondation superficielle sur un sol bicouches [1].

I.8.1 Fondations sur un bicouche argileux ($\phi=0$):

La figure 1.16 montre une fondation continue en surface de largeur B située sur un sol bicouche argileux. La capacité portante de cette fondation peut être évaluée comme suit :

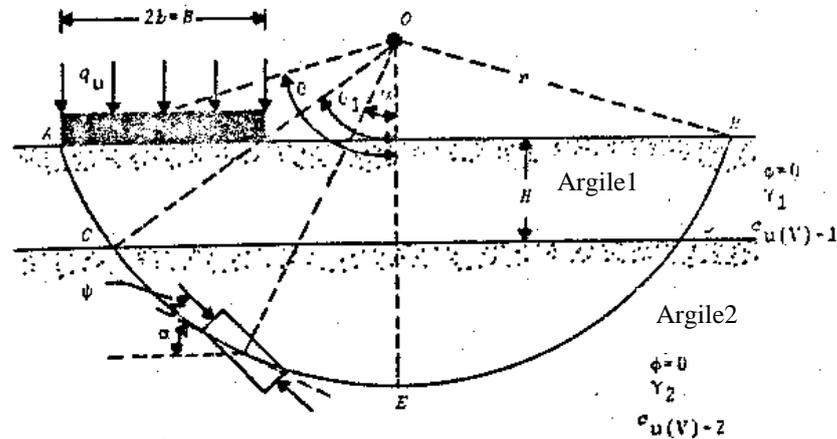


Figure 1.16: Fondation continue sur un sol bicouches argileux anisotrope ($\phi = 0$) (Reddy et Srinivasan, 1967).

$$q_u = C_{u(V)-1} N_{c(L)} \quad (25)$$

$C_{u(V)-1}$ = cohésion non drainée de la couche supérieure d'argile

$N_{c(L)}$ = facteur de portance.

$$\text{Ou } N_{c(L)} = f \left[\frac{H}{B}, \frac{C_{u(V)-2}}{C_{u(V)-1}} \right] \quad (26)$$

Où $C_{u(V)-2}$ = cohésion non drainée de la couche inférieure d'argile.

En l'absence de la pression de surcharge, la capacité portance q_u d'une semelle continue ou d'une fondation circulaire sur un sol bicouches purement cohérent peut être exprimée comme suit: [12]

$$q_m = c_1 N_m \quad (27)$$

Où N_m = facteur de portance modifié qui dépend du rapport c_2/c_1 et de l'épaisseur relative de la couche supérieure H/B .

Brown et Meyerhof (1969) [12], sur la base d'études expérimentale, ont recommander une valeur de $(2 + \pi)$ pour le cas d'un sol homogène. Les facteurs de Brown et de Meyerhof peuvent être exprimés par l'équation suivante :

$$N_m = 1.5 \left(\frac{H}{B} \right) + 5.14 \left(\frac{c_2}{c_1} \right) \quad (28)$$

Avec une limite supérieure pour N_m de 5.14 [12].

I.8.2 Théorie de Meyerhof et de Hanna -- sol résistant sous-jacent d'un sol mou:

Meyerhof et Hanna (1978) [1] ont développé une théorie pour estimer la capacité portante ultime d'une fondation superficielle continue à base rugueuse posée au sein d'un sol stratifié en une couche résistante suivie d'une couche plus faible comme montré à la figure 1.17.

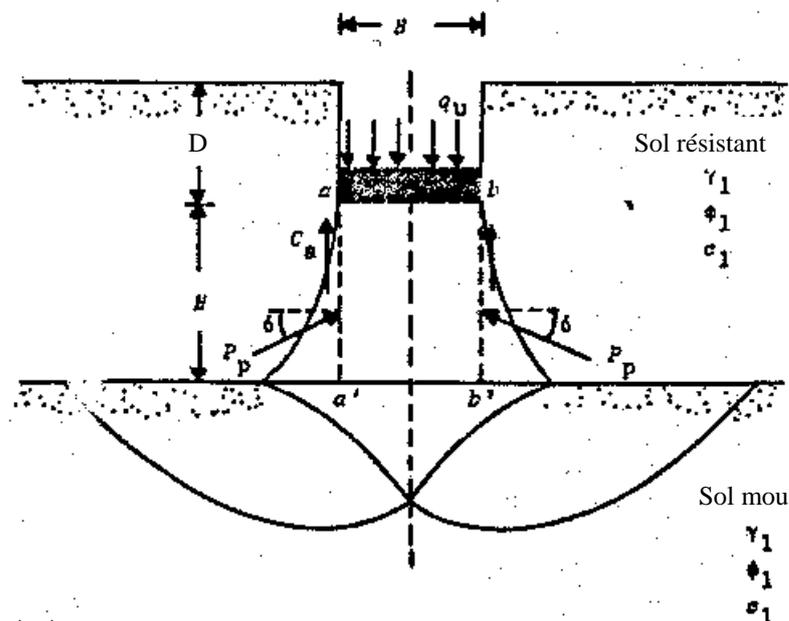


Figure 1.17: Fondation continue à base rugueuse sur un sol bicouche -- résistant sur mou [1].

Si $H < B$, une rupture par poinçonnement se produira dans la couche résistante du sol suivie d'une rupture générale par cisaillement dans la couche faible du sol. Ainsi, la capacité portante ultime de la fondation continue peut être donnée comme suit :

$$q_u = q_b + \frac{2(C_a + P_p \sin \delta)}{B} - \gamma_1 H \quad (29)$$

Où γ_1 = poids spécifique de la couche plus résistante du sol.

C_a = force d'adhérence

P_p = force passive par unité de longueur des faces aa' et bb'

q_b = portance de la couche inférieure du sol.

δ = inclinaison de la force passive P_p avec l'horizontal.

Avec $C_a = c_a H$ (30)

et $c_a =$ adhérence

I.8.3. Théorie de Meyerhof et Hanna -- sol mou sur un sol résistant:

En général, quand une fondation est soutenue par une couche plus faible de sol surmontant à la base un sol plus fort à une profondeur faible comme montré dans le côté à gauche de la figure 1.18, la surface de rupture à la charge ultime traversera les deux couches du sol.

Cependant, quand la profondeur H est relativement grande comparée à la largeur de la fondation B , la surface de rupture à la charge ultime sera entièrement située dans la couche la plus faible du sol (voir le côté droit de la figure 1.18). Pour l'évaluation de la capacité portante d'une telle fondation, Meyerhof (1974) et Meyerhof et Hanna (1978) [1] ont proposé la formulation suivante :

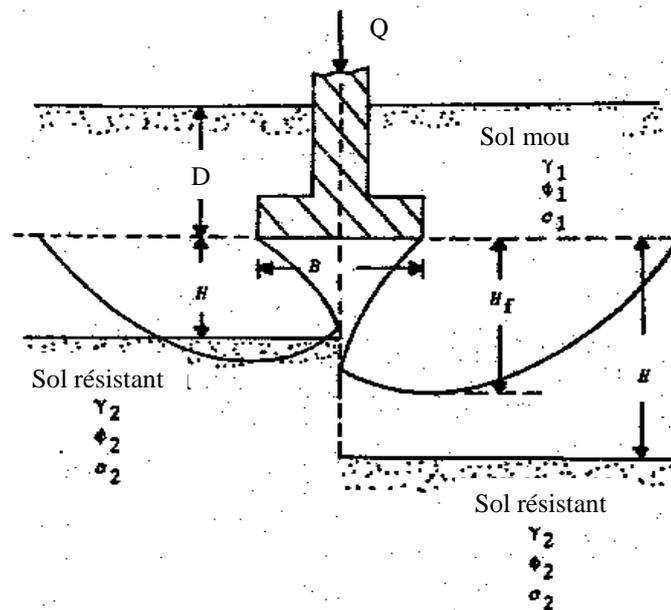


Figure 1.18: Rupture sous une fondation enfouie dans un sol mou basé sur sol résistant.

$$q_u = q_t + (q_b - q_t) \left(1 - \frac{H}{H_f} \right)^2 \geq q_t \quad (31)$$

Où $H_f =$ profondeur de rupture sous la fondation dans le lit épais de la couche faible supérieure.

$q_t =$ portance de la fondation dans le lit épais de la couche supérieure du sol.

$q_b =$ portance de la fondation dans le lit épais de la couche inférieure du sol.

Ainsi

$$q_t = c_1 N_{c(1)} \lambda_{cs(1)} + \gamma_1 D_f N_{q(1)} \lambda_{qs(1)} + \frac{1}{2} \gamma_1 N_{\gamma(1)} \lambda_{\gamma s(1)} \quad (32)$$

$$\text{et } q_b = c_2 N_{c(2)} \lambda_{cs(2)} + \gamma_2 D_f N_{q(2)} \lambda_{qs(2)} + \frac{1}{2} \gamma_2 N_{\gamma(2)} \lambda_{\gamma s(2)} \quad (33)$$

q_b et q_t sont respectivement, les limites maximum et minimum de q_u .

I.9. Capacité Portante des sols non homogènes :

Il s'agit d'un cas important qui se présente souvent dans la pratique où la cohésion non drainée du sol varie linéairement avec la profondeur.

Plusieurs approches théoriques ont été proposées pour tenir compte de cet effet, notamment le travail de Davis et de Booker (1973) et Houlsby et Wroth (1983) [12]. Ces deux auteurs ont employé la méthode de caractéristiques de contraintes de la théorie d'équilibre limite, la solution pour déformation plane de Davis et Booker a été exprimée comme suit

$$q_u = \frac{Q_u}{B} = F \left[(2 + \pi) c_0 + \frac{\rho B}{4} \right] \quad (34a)$$

En outre, les solutions de Davis et Booker (1973) [12] peuvent également être adaptées aux fondations circulaires, au moins approximativement, par le remplacement de l'équation (34a) par :

$$q_u = \frac{Q_u}{B} = F \left[6c_0 + \frac{\rho B}{4} \right] \quad (34b)$$

F = est une fonction de la non-homogénéité de la cohésion du sol ($\rho B/c_0$) et de la

rugosité de l'interface fondation-sol (figure 1.19)

c_0 = est la cohésion non-drainée à la surface du sol

ρ = est le gradient de force.

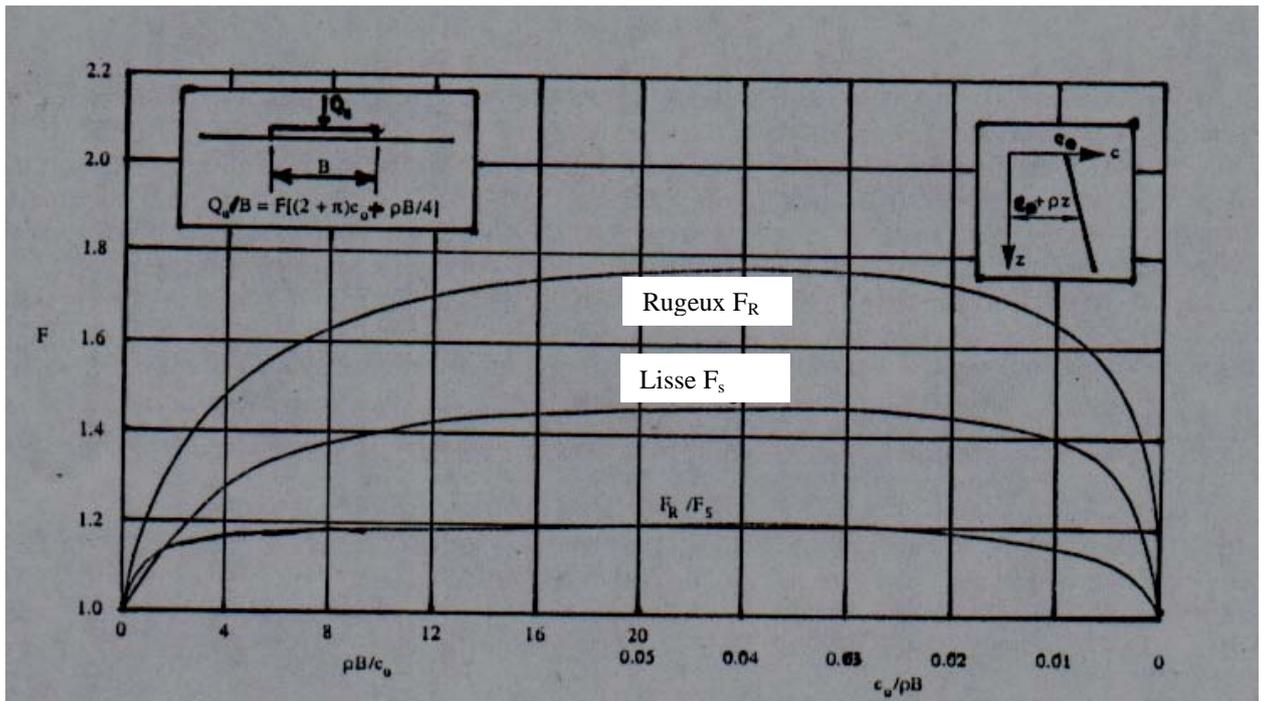


Figure 1.19: Capacité portante d'une fondation continue sur un sol argileux non homogène (Davis et Booker 1973) [12].

I.10. Capacité portante à partir des essais in-situ :

I.10.1. Capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique CPT :

Les méthodes de calcul pénétrométrique sont essentiellement empiriques. Ceci provient de la complexité de l'interprétation théorique du problème de pénétration d'un cône dans un massif.

Un certain nombre de chercheurs ont assimilé le pénétromètre à un pieu de grand élancement, et ont appliqué la théorie de capacité portante des pieux en vue de l'interprétation de l'essai pénétrométrique. On cite les méthodes suivantes :

I.10.1.1. Méthode de l'Herminier :

On appliquant la formule classique [6]:

$$q = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D N_q \quad (35)$$

Où N_γ et N_q sont des facteurs de portance donnés en fonction de l'angle de frottement interne, que l'on peut déduire, d'après l'auteur du terme de pointe q_c .

Cependant, l'Herminier a proposé une règle pratique pour le calcul de la pression admissible dans un sable serré, sous une semelle courante encastrée d'au moins 1 m par la formule [6]:

$$\bar{q} = \frac{q_c}{10} \quad (36)$$

I.10.1.2. Méthode de De Beer :

De Beer a interprété l'essai de pénétration par la théorie de calcul des fondations. De ce la contrainte de rupture est donnée par les relations suivantes [6]:

a) $q_0' < q_n' < q$:

$$q = q_n' \left[F(\varphi, \varphi_a) \operatorname{tg} \varphi_a \left(\frac{q_0'}{q_n'} \right)^{\operatorname{tg} \varphi_a} - \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \varphi_a} + 1 \right] \quad (37)$$

où :

$$F(\varphi, \varphi_a) = \frac{1 + \sin \varphi_a}{\sin \varphi_a \cos \varphi_a} (1 + \sin \varphi)^{\frac{\operatorname{tg} \varphi_a}{\operatorname{tg} \varphi}} e^{(\pi + \varphi - \varphi_a) \operatorname{tg} \varphi_a} \quad (38)$$

b) $q_0' < q_n'$ et $q \leq q_n'$:

$$q = q_0' \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} \quad (39)$$

c) $q_0' > q_n'$:

$$q = q_0' \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_a}{2} \right) e^{\pi \operatorname{tg} \varphi_a} \quad (40)$$

De Beer recommande d'appliquer un coefficient de sécurité de 2 sur ces valeurs limites.

I.10.1.3. Méthode de Meyerhof :

Meyerhof (1956) s'est basé sur la théorie classique de capacité portante des fondations superficielles, ainsi que sur la corrélation SPT/CPT pour suggérer une formulation simple de la pression admissible. Dans un sol pulvérulent, la théorie classique donne [6]:

$$q = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma + \gamma D N_q \approx q_0 \left(1 + \frac{D}{B} \right) \quad (41)$$

$$\text{avec : } q_0 = \frac{\gamma B}{2} N_\gamma \quad (42)$$

Cette expression vient du fait que $2.N_q/N_\gamma$ est toujours supérieur à 1 et il est donc sécuritaire de le remplacer par 1.

Meyerhof a montré que pour une charge verticale centrée sur une semelle reposant sur un sable, que le facteur q_0 est égal à $q_c B/12$. Avec un coefficient de sécurité de 3, la pression admissible sera donc [6]:

$$q_a = \frac{q_c B}{36} \left(1 + \frac{D}{B} \right) \quad (43)$$

Avec q_c : la résistance pénétrométrique moyenne sur une profondeur égale à B sous la fondation.

En cas des sols argileux saturés, il est d'usage le recours à la corrélation q_c/C_u pour déduire la cohésion non drainée C_u , et de calculer ensuite la pression admissible à court terme.

Ainsi, on a [3]:

$$C_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k} \quad (44)$$

Le facteur de cône peut être pris égal à 14 pour une argile normalement consolidée, et à 22 en cas d'argile sur consolidée.

Et en cas d'un sol homogène de grande profondeur [3]:

$$q = \gamma D + C_u (\pi + 2) \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \quad (45)$$

La pression admissible sera donnée par :

$$q_a = \gamma D + \frac{C_u (\pi + 2)}{3} \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \quad (46)$$

D'autres méthodes de calcul de la contrainte limite des fondations superficielles tels que les règlements Français DTU 13.12 et le Fascicule 62 sont exposées dans la troisième partie de la thèse.

I.10.2. Capacité portante à partir de l'essai de pénétration dynamique DPT : [3]

Selon Amar et Jézéquel (1994) la contrainte admissible sous une fondation sera égale à :

$$q_a = \frac{q_d}{15 \text{ à } 20} \quad (47)$$

Selon Nuyens (1973), si la distance de la base de la fondation au niveau de la nappe d'eau est au moins égale à une largeur B, il est recommandé d'estimer la contrainte admissible par :

$$q_a = \frac{q_d}{20} \quad (48)$$

Sur le plan réglementaire, le document DTU 13.12 relatif aux règles pour le calcul des fondations superficielles, stipule que [3]:

« Pour une semelle soumise à une charge verticale centrée de largeur B, de longueur L et d'encastrement D, la valeur ultime q_u est obtenue par :

$$q_a = \frac{q_d}{5 \text{ à } 7} \quad (49)$$

Toutefois, l'interprétation des résultats obtenus avec cette appareil doit être faite avec une prudence, notamment dans les sols argileux ».

I.10.3. Capacité portante à partir de l'essai de pénétration standard SPT :

Meyerhof a établie une relation directe entre la contrainte admissible et le paramètre N (nombre de coups). A partir de la relation entre N et ϕ , et avec un coefficient de sécurité de 3, la contrainte admissible d'une fondation située à une profondeur D en sein d'un massif sableux est donnée par [6]:

$$q_a = \frac{NB}{100} \left(1 + \frac{D}{B} \right) \quad (50)$$

Il paraît qu'en pratique, la pression admissible sur le sol, telle que les tassements absolus restent inférieurs à 25 mm, est donnée approximativement par les relations suivantes [3]:

$$q_a = 12 N K_d \text{ (kPa)} \quad \text{si } B < 1.20 \text{ m} \quad (51)$$

$$q_a = BN K_d \left(1 + \frac{0.3}{B} \right)^2 \quad \text{si } B \geq 1.20 \text{ m} \quad (52)$$

K_d est le coefficient de profondeur tel que :

$$K_d = 1 + D/3B \quad \text{si } D/B < 1 \quad (53)$$

$$K_d = 1.3 \quad \text{si } D/B > 1 \quad (54)$$

I.10.4. Capacité portante à partir de l'essai pressiométrique PMT : [6]

Ménard a admis un schéma de rupture qui consiste à décomposer le sol sous la fondation en zones cylindriques où les contraintes décroissent de q à p_1 , de p_1 à p_f , et de p_f à p_0 .

On calcule pour chaque profondeur, la pression limite nette correspondante :

$$p_l^* = p_l - p_0 \quad (55)$$

Où p_0 : est la contrainte totale horizontale dans le sol et au moment où l'on fait l'essai.

Sur la base qu'il existe une relation directe entre la contrainte de rupture q sous la fondation et la pression limite nette $p_1 - p_0$, Ménard a proposé la relation suivante:

$$q = k_p p_{le}^* + \gamma D \quad (56)$$

qui est la relation fondamentale de la théorie pressiométrique, avec :

γ : masse volumique du sol

p_{le}^* : est la pression limite nette équivalente calculée comme valeur moyenne des pressions limites nettes existant sur une profondeur égale à $1.5 B$ située sous la semelle.

Les pressions limites nettes étant toutefois plafonnées à 1.5 fois leur valeur minimale sur la profondeur envisagée.

k_p : facteur de portance qui dépend des dimensions de la fondation, de son encastrement relatif et de la nature du sol. Il est donné sous forme d'abaque par la figure 1.20, pour des semelles isolées et pour des semelles continues.

Si k_0 désigne le facteur de portance de la semelle isolée ($B/L = 1$) et k_∞ celui de la semelle continue ($B/L = 0$), le facteur de portance pour des semelles rectangulaire sera donné par [6]:

$$k_p = k_\infty - (k_\infty - k_0) \frac{B}{L} \quad (57)$$

Pour faciliter la détermination du facteur de portance, Ménard a classé (tableau 1.6) les sols en quatre catégories en fonction de leur nature géologique et de leur pression limite nette $p_1 - p_0$.

Tableau 1.6 : Classification des sols en de leur nature géologique et de leur pression limite nette $p_1 - p_0$ [6].

Plage des $p_1 - p_0$	Nature du sol	Catégories
0 – 1.2 MPa 0 – 0.7 MPa	Argile Limon	I
1.8 – 4 MPa 1.2 – 3 MPa 0.4 – 0.8 MPa 1 – 3 MPa	Argile raide et marne Limons compacts Sables compressibles Roche tendre ou altérée	II
1 – 2 MPa 4 – 10 MPa	Sable et graviers Roche	III
3 – 6 MPa	Sables et graviers très compacts	III bis

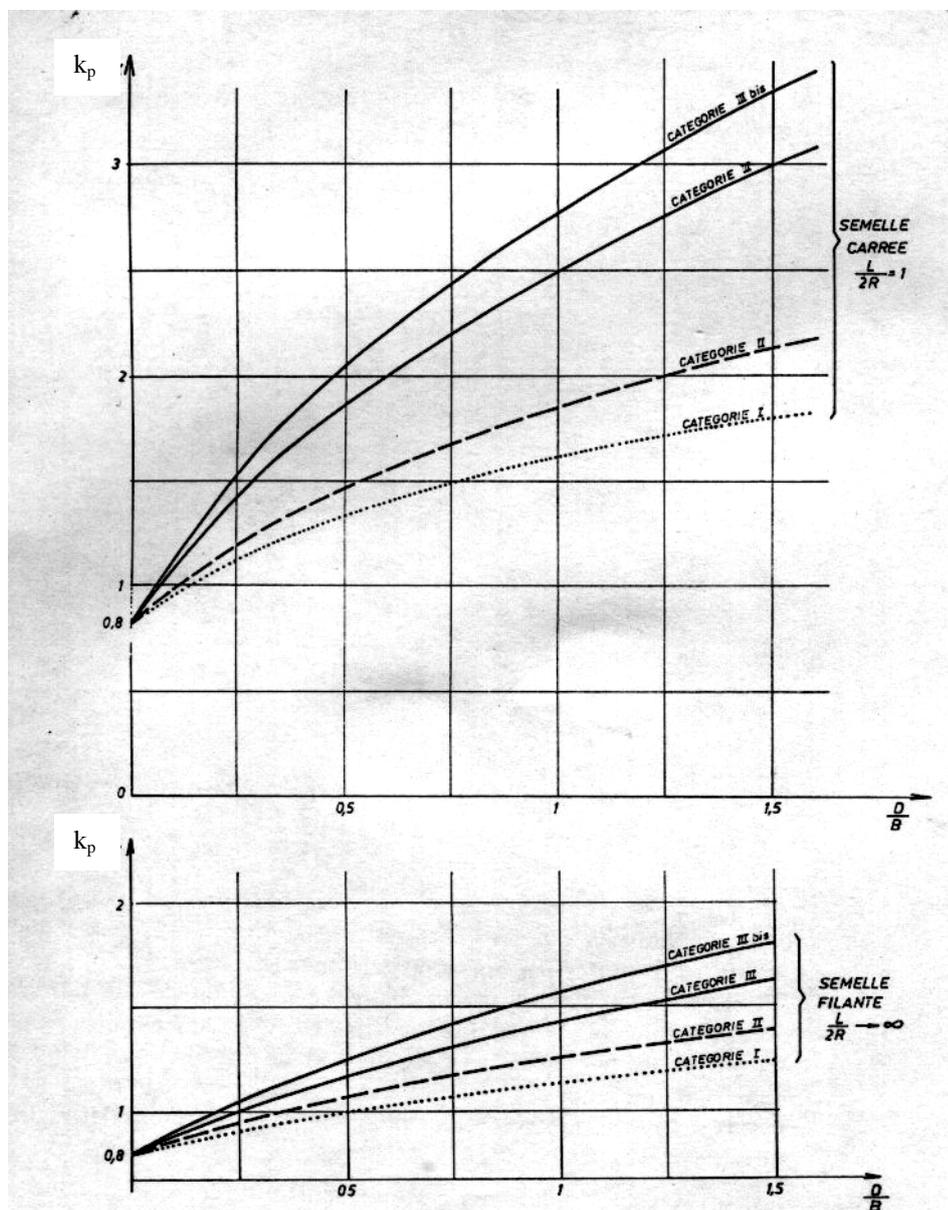


Figure 1.20: Facteur de portance dans la méthode préssiométrique [6].

I.11. Conclusions:

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 la méthode de superposition en déterminant la contribution des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, où plusieurs divergences sont constatées sur la manière de déterminer les facteurs de portance des fondations, ce qui induit à une sur-estimation ou sous-estimation de la capacité portante.

De ce fait on a recours aux méthodes basées sur les essais in situ (SPT, DPT, CPT, PMT) pour l'estimation de la capacité portante. Ces méthodes sont essentiellement empiriques et ceci provient de la complexité de l'interprétation théorique du problème de pénétration ce qui induit à des méthodes optimistes et autres pessimistes.

CHAPITRE II : TASSEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

II.1. Introduction :

L'objectif principal de ce chapitre est de présenter quelques méthodes de prévision du tassement des fondations superficielles couramment exposées dans la littérature géotechnique.

On se propose aussi de dégager les avantages et les inconvénients ainsi que les limitations des méthodes.

II.2. Méthodes de calcul du tassement :

Outre la vérification du critère de capacité portante, il faut s'assurer que le tassement de la fondation est acceptable par la structure. Dans les applications courantes, le niveau des contraintes de service est tel qu'il permet de considérer que le sol reste en tout point dans le domaine élastique (les plastifications locales éventuelles sont négligées). A partir de cette hypothèse, les trois méthodes les plus couramment utilisées sont les suivantes :

- théorie de l'élasticité.
- méthode d'intégration par tranches.
- méthodes basées sur les essais in-situ.

II.2.1 Tassement de consolidation primaire-méthode des tranches :

Après l'application rapide d'une surcharge sur un sol fin saturé, c'est l'eau qui reprend toute la charge ($t = 0$), ce qui implique l'apparition de surpression interstitielle, alors l'écoulement de l'eau se fait de la zone chargée vers la zone non chargée, ce qui permet au squelette granulaire de la zone chargée de se resserrer au fur et à mesure du réarrangement des grains. Ce tassement est dit « tassement de consolidation primaire ». Au delà d'un temps $t_{100\%}$, ce tassement se stabilise.

Principe de la méthode des tranches :

Soit une semelle encrée à la profondeur D dans un sol de densité γ . On suppose [2]:

- Le tassement calculé ici correspond à la fin de consolidation (S_c pour $u=100\%$: degré de consolidation et $t = t_{100\%}$).

- Le calcul des tassements ici se fera en considérant les contraintes effectives.
- Le zéro des profondeurs est compté à partir de la base de la fondation.

La méthodologie de calcul est comme suit :

1. On découpe le sol en des tranches suffisamment petites (2 à 3m pour que σ'_v ne varie pas beaucoup, a peu près linéaire).

Le découpage continu jusqu'à ce que $\Delta\sigma_v \ll q$ pour $H = \infty$ ou au niveau du substratum pour H finie.

2. On calcul $\Delta\sigma_{v(n)}$ au milieu de la tranche (n) à l'aide des méthodes d'élasticité.

3. On calcul $\sigma'_{v(n)} = \sigma'_{v0(n)} + \Delta\sigma_{v(n)}$ (58)

4. On compare $\sigma'_{v(n)}$ à σ'_c avec :

$\sigma'_{v(n)}$: contrainte effective finale au point n considéré .

$\sigma'_{c(n)}$: contrainte de consolidation (ou de préconsolidation au point n).

5. On calcul le tassement $S_{c(n)}$ pour la tranche n selon le cas où l'on se trouve :

- cas où $\sigma'_{v(n)} < \sigma'_{c(n)}$: on ait sur le tronçon (1) de la droite de pente c_s donc :

$$S_c = \frac{H_0}{1+e_0} \times c_s \times \log \frac{\sigma'_{vact}}{\sigma'_{v0}} \quad (59)$$

- Cas où $\sigma'_{v(n)} > \sigma'_{c(n)}$: on ait sur le tronçon (2) de la droit de pente c_c donc :

$$S_c = \frac{H_0}{1+e_0} \left(c_c \log \frac{\sigma'_{vact}}{\sigma'_c} + c_s \log \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{v0}} \right) \quad (60)$$

6. On calcule en fin le tassement total :

$$S_{ct} = \sum S_{c(n)} \quad (61)$$

Le tassement calculé correspond à des déformations horizontales nulles du sol. Il est à corriger par la méthode de Skempton – Bjerrum comme suit [2]:

$$S_c = \mu S_c^{oed} \quad \text{où} \quad \mu = \alpha(1-A) + A \quad (62)$$

A est un coefficient de pression interstitielle obtenu à partir d'un essai triaxial non drainé.

α est déduit de la théorie d'élasticité selon la géométrie de la fondation et l'épaisseur de la couche du sol. Ses valeurs sont regroupées dans la tableau 1.7.

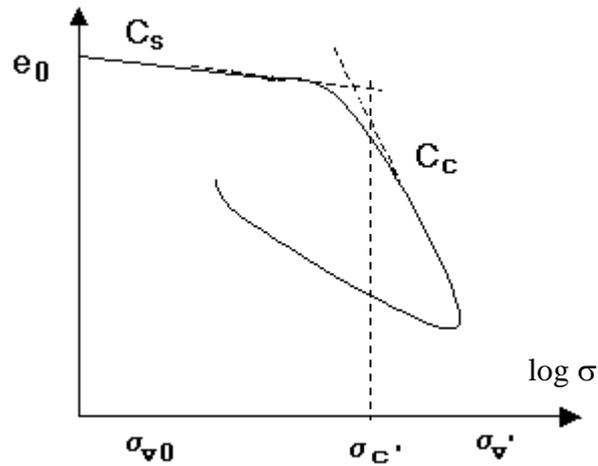


Figure 1.21: Calcul du tassement à partir d'une courbe de compressibilité oedométrique $e-\log\sigma$.

Tableau 1.7: Valeurs de α

H/B	Fondation circulaire	Fondation rectangulaire
0.00	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
10.0	0.26	0.14
∞	0.25	0.00

II.2.2. Tassement instantané :

Ce tassement se manifeste au début du chargement (au cours de construction) suite à une déformation globale du terrain sollicité à volume constant. Il est prépondérant dans les sols pulvérulents. Il n'est pas toujours négligeable, son calcul se base sur la théorie d'élasticité.

II.2.2.1. Théorie d'élasticité :

Le calcul du tassement instantané se base en général sur les méthodes d'élasticité appliquée aux massifs [2].

a) Fondation rectangulaire : [2]

a.1) massif élastique semi-infini ($h=\infty$) : Giroud (1968)

$$S_{ic} = \frac{2(1-\nu^2)}{E} \times B \times q \times I \quad (63)$$

$I = f(\alpha = L/B)$, est le facteur d'influence de la pression sur le tassement.

• Cas d'une fondation souple ($S_{ic}=2S_{ib}$) :

$$I = 1/\pi \times \ln(\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 1}) + \alpha/\pi \times \ln\left(\frac{1 + \sqrt{\alpha^2 + 1}}{\alpha}\right) \quad (64)$$

• Cas d'une fondation rigide ($S_{ic}=S_{ib}$) :

$$I = 1/\pi \times \ln(\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 1}) + \alpha/\pi \times \ln\left(\frac{1 + \sqrt{\alpha^2 + 1}}{\alpha}\right) + \frac{1 + \alpha^3 - (\alpha^2 + 1)^{3/2}}{3 \cdot \alpha \cdot \pi} \quad (65)$$

Le tassement au bord d'une fondation rectangulaire de dimension $B' \times L'$ sur la surface d'un massif élastique semi-infini peut être calculé selon Timoshenko et Goodier (1951) comme suit [4]:

$$S_{ib} = qB' \frac{1-\mu^2}{E} \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2 \right) \xi \quad (66)$$

Les facteurs d'influence I_1 et I_2 peuvent être calculés en utilisant des équations données par Steinbrenner (1934) comme suit [4]:

$$I_1 = \frac{1}{\pi} \left[M \ln \frac{\left(1 + \sqrt{M^2 + 1}\right) \sqrt{M^2 + N^2}}{M \left(1 + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}\right)} + \ln \frac{\left(M + \sqrt{M^2 + 1}\right) \sqrt{1 + N^2}}{M + \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right] \quad (67)$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi} \tan^{-1} \left(\frac{M}{N \sqrt{M^2 + N^2 + 1}} \right) \quad (\text{angle en radian}) \quad (68)$$

Où $M = \frac{L'}{B'}$ $N = \frac{H}{B'}$ $B' = \frac{B}{2}$ au centre, $B' = B$ au bord

$L' = \frac{L}{2}$ au centre, $L' = L$ au bord

En cas où une fondation rectangulaire est à une fiche D par rapport à la surface, le tassement doit être corrigé par le facteur ξ pour tenir compte de l'effet réducteur de

l'élanement D/B sur le tassement. On utilise dans le cas d'une semelle rectangulaire flexible l'abaque de Fox (1948) illustrée à la figure 1.22.

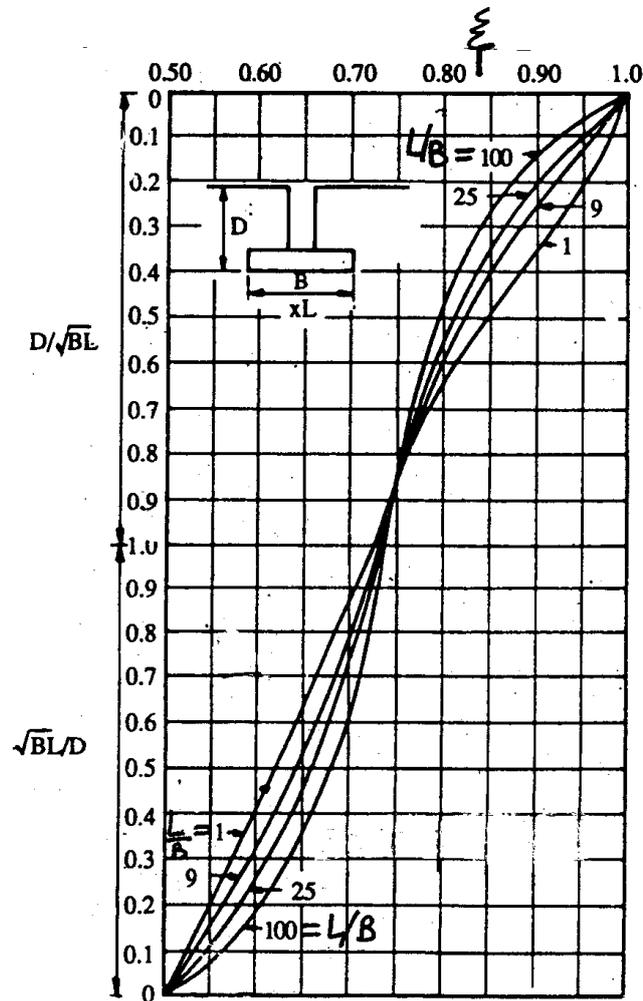


Figure 1.22: Abaque de Fox pour la correction du tassement d'une semelle rectangulaire flexible avec $\nu = 0.5$ [14].

Il est à noter que cette abaque est strictement applicable aux fondations flexibles sur un sol infiniment épais ($\frac{H}{B} \rightarrow \infty$).

Les valeurs de ξ sont regroupées dans le tableau 1.8.

En pratique, en cas d'une fondation enterrée à une fiche D , il est possible de tenir approximativement compte de l'effet de la fiche sur les tassements en remplaçant dans les formules de tassement la pression appliquée q par $q - \sigma_{v0}$. σ_{v0} est la contrainte verticale initiale à la profondeur D .

On admet en pratique que si la fondation est rigide le tassement sera uniforme et le tassement sera environ 7% moins que celui d'une fondation flexible [4] :

$$s_{(\text{rigide})} = 0.93s_{(\text{flexible})} \quad (69)$$

Tableau 1.8: Valeurs de ξ pour $\frac{L}{B}=1$ et $\frac{L}{B}=100$

D/\sqrt{BL}	$\frac{L}{B}=1$	$\frac{L}{B}=100$
0.0	1.00	1.00
0.1	0.967	0.917
0.2	0.950	0.875
0.3	0.917	0.842
0.4	0.883	0.813
0.5	0.850	0.800
0.6	0.817	0.783
0.7	0.783	0.767
0.8	0.763	0.750
0.9	0.742	0.750
1.0	0.725	0.742

Pour une fondation circulaire, on peut estimer la correction due à la fiche D, en calculant une fondation carrée équivalente.

a.2) massif élastique d'épaisseur H finie :

Giroud (1971) et Meyerhof et Ueshita (1968) ont montré que :

Pour une fondation souple ($S_{ic}=2S_{ib}$) :

$$S_{ic} = \frac{2qB}{E} P_H \quad (70)$$

Pour une fondation rigide ($S_{ic}=S_{ib}$) :

$$S_{ic} = S_{ib} = S_i = \frac{qB}{E} P_{Hm} \quad (71)$$

P_H et P_{Hm} sont donnés par des tableaux (en fonction de $\alpha=L/B$, $\beta=2H/B$ ou H/B pour P_{Hm} et v)

b) Fondation circulaire : [2]b.1) massif élastique semi-infini (h=∞) : (Ahlvin et Ulery, 1962)

Dans le cas d'une fondation circulaire souple posée à la surface d'un massif élastique semi-infini, le tassement d'un point se trouvant sur l'axe vertical de la fondation ($r = 0$) est donné pour $\alpha = Z/R$ par [2]:

$$S_{ic} = \frac{2qR(1-\nu^2)}{E} \left(\sqrt{\alpha^2+1} - \alpha \right) \left(1 + \frac{\alpha}{2(1-\nu)\sqrt{\alpha^2+1}} \right) \quad (72)$$

Dans le cas d'une fondation rigide le tassement est donnée par :

$$S_{ic} = \frac{\pi q R (1-\nu^2)}{2.E} \quad (73)$$

b.2) massif élastique d'épaisseur H finie :

En cas d'une fondation souple, Milovitch (1970) a montré que le tassement d'un point distant de r de l'axe vertical centré, est donné par [2]:

$$S_{i(r)} = \frac{2qR}{E} \cdot I_w \quad (74)$$

$I_w = f(r/R, H/2R, \nu)$ à extraire du tableau 1.9.

Au-delà d'une distance $r = 2.4R$, le tassement est pratiquement nul.

Tableau 1.9 : Valeurs de I_w pour $\nu = 0.3$

r/R		0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
H/2R	0.5	0.397	0.392	0.379	0.351	0.301	0.173
	1.0	0.613	0.604	0.578	0.531	0.456	0.305
	2.0	0.757	0.745	0.717	0.665	0.584	0.423
	3.0	0.803	0.793	0.764	0.711	0.629	0.469

Tableau 1.9 (suite) : Valeurs de I_w pour $\nu = 0.45$

r/R		0.0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
H/2R	0.5	0.278	0.275	0.268	0.249	0.212	0.109
	1.0	0.488	0.482	0.461	0.422	0.361	0.229
	2.0	0.632	0.626	0.601	0.557	0.488	0.347
	3.0	0.680	0.673	0.649	0.604	0.535	0.393

Dans le cas d'une fondation rigide, le tassement instantané en surface donné par POULOS (1968) comme suit [2]:

$$S_i = \frac{qR}{E} \cdot \eta \quad (75)$$

$\eta = f(H/R, \nu)$ est donné par le tableau 1.10.

Tableau 1.10 : Valeurs de η

H/R	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	2.5	5	∞
η ($\nu=0.2$)	0.16	0.32	0.44	0.56	0.67	1.07	1.29	1.5
η ($\nu=0.5$)	0.03	0.08	0.17	0.26	0.34	0.71	0.93	1.2

Selon Giroud, si $H > 6R$ pour un massif reposant sur un substratum, on peut négliger ce dernier et considérer le sol d'épaisseur infinie dans les calculs des contraintes ou du tassement instantané.

II.2.3. Méthodes basées sur les essais in-situ :

II.2.3.1 Tassement des fondations superficielles à partir de l'essai pressiométrique:

Ménard a élaboré à partir de considérations aussi bien expérimentales que théoriques, en proposant pour une fondation circulaire rigide un schéma simplifié qui consiste à admettre que le domaine sphérique A (Figure 1.23) est limité par la demi-sphère sous la fondation, et que le domaine déviatorique B s'étend au-delà de A [6].

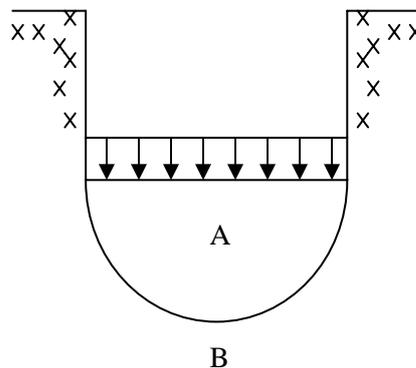


Figure 1.23: Schéma simplifié de Ménard pour le calcul des tassements [6].

Alors le tassement de la fondation est la somme des tassements des deux domaines. Ainsi la formule générale du tassement du domaine déviatorique s'écrit comme suit :

$$S_d = \frac{1+\nu}{3E} q R \left(\lambda \frac{R_0}{R} \right)^\alpha \quad (76)$$

Avec :

q = contrainte verticale uniformément répartie sur le plan diamétral de la sphère = $\frac{F}{\pi R_0^2}$,

R_0 = rayon de la demi-sphère,

R = rayon de la fondation circulaire,

λ = coefficient de forme

ν = coefficient de poisson = 0.33

Coefficient de structure du sol $\alpha = \frac{2(1+\nu)G}{E^+}$ avec :

$E^+ = \frac{E}{\alpha}$ Module de compression simple mesuré à partir du pressiomètre inversé.

Les valeurs de ce coefficient sont données en fonction de $\frac{E}{q_1 - q_0}$ par Ménard.

Le tassement du domaine sphérique par l'expression suivante :

$$S_s = \frac{1}{4.5} \frac{\alpha q R_0 \lambda'}{E} \quad (77)$$

λ' = coefficient de forme (différent du λ du domaine déviatorique)

Le tassement de la fondation est la somme des tassement des deux domaines et s'écrit comme suit :

$$S = S_s + S_d = \frac{1}{4.5} \frac{\alpha q R \lambda'}{E_A} + \frac{1.33}{3E_B} q R_0 \left(\lambda \frac{R}{R_0} \right)^\alpha \quad (78)$$

E_A est le module de déformation du domaine sphérique,

E_B est le module de déformation du domaine déviatorique,

Ménard a proposé une méthode pratique d'intégration des modules qui consiste à découper le massif en tranches horizontales de largeur $R = \frac{B}{2}$ et d'affecter à chaque tranche un module de déformation égal à la moyenne harmonique des modules mesurés dans cette tranche, d'où les formules suivantes :

$$\text{- Domaine sphérique : } E_A = E_1 \quad (\text{tranche 1}) \quad (79)$$

$$\text{- Domaine déviatorique : } \frac{1}{E_B} = \frac{1}{4E_1} + \frac{1}{3.4E_2} + \frac{1}{4E_{3\text{à}5}} + \frac{1}{10E_{6\text{à}8}} + \frac{1}{10E_{9\text{à}16}} \quad (80)$$

II.2.3.2 Tassement des fondations superficielles à partir de l'essai CPT :

L'une des méthodes courantes d'estimation du tassement à partir de l'essai pénétrométrique est celle de Schmertmann [6], qui est applicable seulement aux fondations reposant sur sable, et basé sur les trois observation suivantes :

- Le module de déformation d'un sable est lié au terme de pointe du pénétromètre hollandais par la relation expérimentale :

$$E = 2q_c \quad \text{où} \quad E = 3.5q_c$$

- La zone principale des tassement s'étend jusqu'à $H = 2.B$ (B = largeur de la fondation), et le tassement des couches plus profondes peut être négligé.
- La courbe représentative du facteur d'influence I_z est simplifié par un triangle de base verticale $2B$ et de hauteur 0.6 (valeur maximale de I_z) à la profondeur $B/2$.

Le tassement de la fondation est alors [6]:

$$S = c_1 c_2 \frac{\Delta q}{2} \sum_{i=1}^n \frac{I_{z_i}}{q_{ci}} \Delta Z_i \quad (81)$$

avec :

$$c_1 = \text{facteur correctif qui tient compte de l'encastrement de la fondation : } c_1 = 1 - 0.5 \left(\frac{q_0}{\Delta q} \right)$$

$$c_2 = \text{facteur correctif qui tient compte le fluage du sable : } c_2 = 1 + 0.2 \log \left(\frac{t}{0.1} \right) \quad (t \text{ en années})$$

$$\Delta q = q - q_0 \quad (q_0 = \gamma D)$$

I_{z_i} = facteur d'influence relevé sur la courbe au milieu de la couche ΔZ_i .

En sol homogène, le tassement devient :

$$S = 0.3 c_1 c_2 \frac{B \Delta q}{q_{ci}} \quad (82)$$

II.2.3.3 Tassement des fondations superficielles à partir de l'essai SPT :

Le calcul du tassement à partir de l'essai SPT se base sur des approches empiriques, d'où la diversité des méthodes existant en littérature. L'une des méthodes courantes d'estimation du tassement est celle de Burland et Burbridge (1984), qui est issue de l'interprétation des essais sur des fondations en vrais grandeurs sur du sable ou gravier, donc elle reflète toute les particularités du comportement réel. Ainsi, que l'intégration du

tassement de fluage dans cette approche qu'il n'est pas négligeable dans le calcul du tassement [3].

Le tassement est calculé selon Burland et Burbridge (1984) par la formule suivante :

$$S = F_s \cdot f_1 \cdot f_i \cdot (q - 2 \cdot \sigma'_v / 3) \cdot B^{0.7} \cdot I_c \quad (\text{en mm}) \quad (83)$$

Avec :

$$I_c = 1.7 / N^{1.4}, \text{ indice de compressibilité,}$$

q = pression moyenne effective agissant sur la fondation (KPa),

σ'_v = pression effective maximale régnant au préalable (KPa),

N = moyenne arithmétique des nombres N du SPT sur une profondeur d'influence Z_i . En cas de présence de nappe d'eau, il faut corriger les valeurs brutes N' , pour $N' > 15$, par :

$$N = 15 + (N' - 15) / 2 \text{ pour les sables très fins et limoneux sous la nappe,}$$

$$N = 1.25 N' \text{ pour les graviers et graviers sableux sous la nappe,}$$

B = largeur de la fondation (m),

$$f_s = \text{facteur de forme de la fondation} = (1.25 \times L/B)^2 / (L/B + 0.25)^2 \quad (84)$$

$$f_i = \text{facteur d'épaisseur de la couche} = \left(\frac{H/Z_i}{2 - H/Z_i} \right) \text{ pour } H < Z_i, \quad (85)$$

H étant l'épaisseur de la couche

$$f_t = \text{facteur de tassement par fluage} = 1 + R_3 + R \cdot \log(t/3), \quad (86)$$

$t > 3$ est le temps exprimé en nombre d'années,

$R_3 = 0.3$ pour les charges statiques et 0.7 pour les charges répétées,

$R = 0.2$ pour les charges statiques et 0.8 pour les charges répétées,

La profondeur d'influence du tassement Z_i est définie comme la profondeur à laquelle le tassement atteint 25% du tassement en surface. Les auteurs proposent de la calculer approximativement par : $Z_i = B^{0.75}$. (87)

II.3. Conclusion :

Les méthodes pour L'estimation du tassement des fondations sous chargement vertical sont classées 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 horizontales du sol.
- Méthodes basées sur les essais in-situ (essais de pénétration), qui peuvent donner des résultats satisfaisant si on peut limiter les erreurs sur les mesures effectuer dans le sol.

CHAPITRE III : MODÉLISATION DU COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

III.1. Introduction :

Durant ces dernières années, l'utilisation de la méthode des éléments finis a connu un développement très important. Afin de vérifier la stabilité d'un ouvrage en interaction avec son environnement, et de contribuer au dimensionnement des structures, des analyses par éléments finis sont réalisées.

En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis sont devenus des outils pour l'ingénieur qui rendent son travail plus facile et rapide, mais la construction du maillage d'éléments finis dépend encore des choix de l'ingénieur, et il n'est pas toujours évident de savoir jusqu'à quel point il faut aller dans le raffinement du maillage.

Pour cela, quelques conseils et recommandations pratiques pour la construction des maillages dans le domaine de la géotechnique avec une meilleure modélisation et une meilleure précision des calculs sont données dans ce qui suit.

III.2. Description des principaux éléments de massif :

Un massif est défini généralement comme un milieu continu représentant un certain volume de matériaux dans l'espace. Un élément fini de massif représente un volume élémentaire de matériau solide ou non (sol, béton, liquide), dont le comportement mécanique peut être défini par un ensemble d'équations (lois de comportement et d'interactions). Mais un maillage d'éléments finis de massif n'est pas systématiquement à trois dimensions, il est possible d'analyser l'ouvrage dans un plan (déformation plane) si l'une des dimensions est prépondérante (remblai de grande longueur, section courante d'un tunnel, etc). Dans le cas d'une symétrie de révolution, l'analyse peut être effectuée dans un demi-plan passant par l'axe de révolution.

III.2.1 Élément de massif bidimensionnel :

Les éléments finis de massif bidimensionnels sont constitués par des éléments de forme triangulaire ou quadrangulaire. Pour notre cas on s'intéresse aux éléments quadrangulaires.

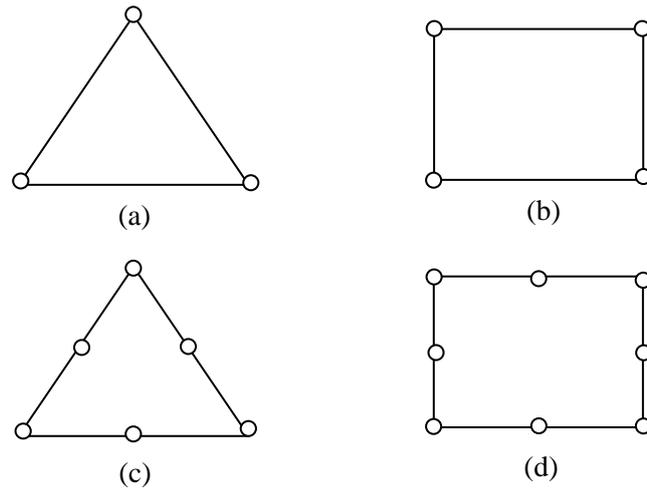


Figure 1.24: a. Triangle à 3 nœuds – b. Quadrilatère à 4 nœuds – c. Triangle à 6 nœuds – d. Quadrilatère à 8 nœuds [10].

III.2.1.1 Élément de massif quadrangulaire à quatre nœuds :

L'élément de massif quadrangulaire à quatre nœuds est un élément utilisé pour le découpage d'un plan en sous-ensembles élémentaires (Fig. 1.24b). Les fonctions d'interpolation sont des formes bilinéaires de degré 1. En déformation plane, les déformations et les contraintes ont une variation linéaire sur l'élément, ce qui rend ce dernier plus performant qu'un élément triangulaire à trois nœuds. Mais l'élément quadrangulaire à quatre nœuds a quelques insuffisances (en particulier, les côtes de l'élément restent droites au cours des déformations, et cet élément ne permet pas un calcul suffisamment rigoureux de la flexion).

Malgré cela, ces éléments permettent dans de nombreux problèmes (milieu homogène ou comportant peu de matériau) de raffiner le maillage. En revanche, pour des problèmes de géométries complexes, avec des comportements fortement non linéaires et des zones d'interactions particulières entre les matériaux, il est alors conseillé de faire appel à des éléments assurant une meilleure précision [10].

III.2.1.2 Élément de massif quadrangulaire à huit nœuds :

L'élément quadrangulaire à huit nœuds (4 nœuds sommets et 4 points milieux sur les côtés) est aussi un élément quadratique (Figure 1.24d), dont les fonctions d'interpolation sont des formes quadratiques incomplètes. Cet élément de continuité C^0 , est plus performant pour le calcul des structures de massifs bidimensionnels. Il permet de décrire d'une manière très satisfaisante les champs de déformations et des contraintes. De plus, les

résultats peuvent être améliorés par l'utilisation d'une intégration réduite (à 2×2 points de Gauss) pour le calcul des intégrales et pour celui des gradients.

III.3. Élément de massif de haute précision :

Les éléments présentés ci-dessus sont des éléments de continuité C^0 , ce qui signifie que les déformations ne sont pas continues d'un élément à l'autre. Pour améliorer la précision des éléments et la continuité des déformations, des éléments de massif plus performants ont été développés.

Ces éléments de haute précision permettent une représentation non linéaire des variations des contraintes sur l'élément. Ils peuvent être formé de deux manières différentes [10]:

1. soit en augmentant le nombre de nœuds et en conservant le nombre de degrés de liberté par nœud ; ces éléments sont de type *Lagrange* et de continuité C^0 (Figure 1.25a);
2. soit en conservant le nombre de nœuds et en augmentant le nombre de degrés de liberté par nœud, en ajoutant les gradients de déplacements aux inconnues du problème. Ces éléments sont de type *Hermite* et de continuité semi- C^1 ou C^1 (Figure 1.25b).

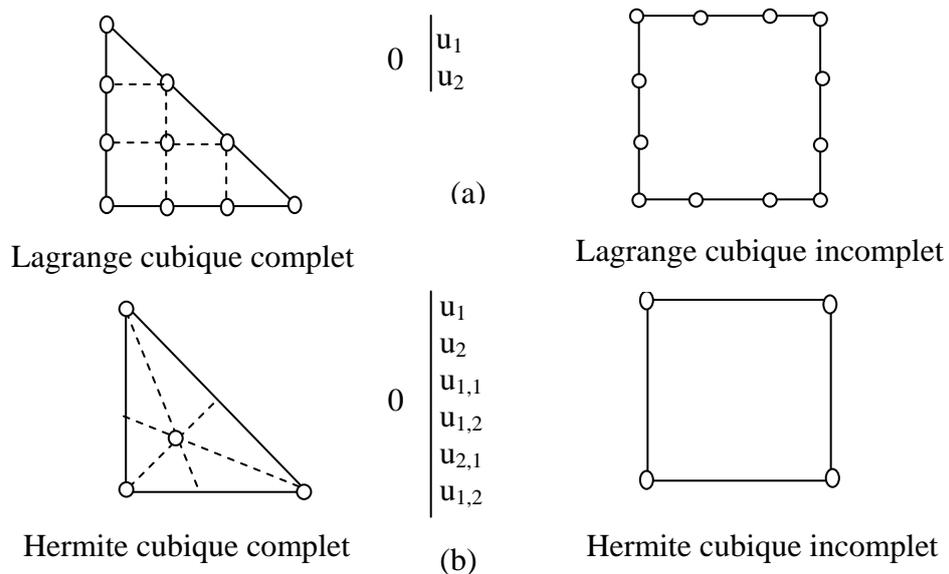


Figure 1.25: Exemple d'éléments de massif de haute précision [10].

III.4. Construction d'un maillage d'éléments finis :

III.4.1. Règles générales pour la construction des maillages :

Un maillage d'éléments finis de massif doit tenir compte de l'essentiel de la géométrie de la structure. Mais un maillage doit être aussi le résultat d'un accord entre la capacité de calcul disponible (nombre maximal de degré de liberté) et la précision acceptable sur les résultats numériques obtenues. Le maillage doit être construit en considérant les points suivants [10]:

- ❖ Toutes les symétries compatibles avec le problème mécanique (géométrie, conditions aux limites, chargements) doivent être utilisées afin de simplifier le problème à étudié ;
- ❖ Le maillage doit être suffisamment fin dans les zones les plus sollicitées ;
- ❖ La taille des éléments doit rester, telle que le rapport de la plus grande dimension de l'élément sur sa plus petite dimension soit proche de l'unité. En particulier dans les zones de forts gradients, à titre d'exemple les quadrilatères doivent ressembler le plus possible à des carrés pour ne pas introduire de perturbation dans les calculs numériques (distorsion des éléments) ;
- ❖ Dans les zones moins sollicitées, des éléments de tailles plus importantes sont généralement mis en place pour atteindre les frontières extérieures, il suffit d'assurer une augmentation progressive et régulière loin des zones sensibles, par exemple, en doublant la surface des éléments adjacents suivant des lignes dirigées vers les frontières.

III.4.2. Maillage fins et grossiers :

Les termes de « maillage grossier » et de « maillage fin » sont relatifs et il n'est possible d'affirmer qu'un maillage est suffisamment fin que parce que l'ingénieur possède déjà l'expérience de ce type de calcul ou qu'il a déjà effectué une autre modélisation avec un maillage plus raffiné. Si la différence entre les résultats est faible, le raffinement n'est pas nécessaire, et il est indispensable dans le cas contraire.

III.4.3. Forme et taille des éléments finis dans les maillages :

La réalisation des maillages nécessite souvent de faire varier la forme et la taille des éléments pour décrire les structures de massif. Si ces déformations ou distorsions deviennent trop importantes, des problèmes numériques peuvent compliquer la résolution.

Ainsi, dans les zones de fortes sollicitations, la géométrie des éléments doit se rapprocher au maximum de celles des éléments de références (triangle, rectangle, carré, etc.) [10].

III.4.3.1 Distorsion des éléments :

En pratique, les valeurs acceptables pour les angles ou pour les longueurs d'éléments dépendent du problème physique traité (échelle de modélisation, linéarité, plasticité, etc.). Néanmoins, plusieurs auteurs indiquent que les angles internes des éléments doivent rester compris entre 15 et 165°. Pour les éléments quadratiques, les nœuds intermédiaires sont de préférence situés au milieu des côtés des éléments.

III.4.3.2 Dimensions des éléments :

Les dimensions des éléments sont des paramètres fondamentaux pour la construction des maillages et, notamment, le rapport de la plus grande dimension de l'élément à la plus petite, qui est appelé « rapport de forme ». L'expérience montre que pour obtenir une solution correcte en déplacements, un rapport de forme de 10 est un maximum et que, pour obtenir une solution correcte en contrainte, le rapport de forme ne doit pas dépasser 3.

III.4.3.3 Dimensions des éléments adjacents:

Pour des considérations énergétiques, les tailles des éléments adjacents ne doivent pas excéder un rapport global de 2. Cette règle donne un moyen simple de réaliser des maillages fins avec une certaine confiance.

III.5. Conseils pour la construction des maillages d'ouvrages de géotechnique :

III.5.1. Modèles d'éléments finis pour les fondations :

Les modèles de fondations superficielles peuvent être divisés en trois catégories :

- 1) Les modèles en déformation plane (semelles continues, radiers parallélépipédiques de grandes dimensions, etc.) ;
- 2) Les modèles axisymétriques (semelles circulaires, réservoirs cylindriques, etc.) ;
- 3) Les modèles tridimensionnels lorsque aucune simplification géométrique n'est possible (plates-formes pétrolières, fondation de centrale nucléaire, etc.).

III.5.2. Cas d'une fondation superficielle isolée :

Le maillage d'une fondation superficielle isolée dans un massif de sol homogène semi-infini, doit être réalisé en tenant compte (MESTAT, 1997), des recommandations suivantes :

- Les limites latérales du maillage ($u = 0$) doivent être fixées à environ 10 fois la largeur B de la fondation et la limite horizontale inférieure ($v = 0$ ou $u = v = 0$) à au moins 6 fois B sous la base de la fondation (Figure 1.26)
- Le maillage du massif de sol doit être relativement resserré au voisinage des interfaces entre la fondation et le sol, et dans les régions situées à une distance inférieure à 2 fois B autour de la base de la fondation ;
- Le rapport de forme devrait être limité à 5 pour les éléments proches de la fondation
- La largeur B' (selon la direction horizontale) du premier élément de sol directement adjacent à la fondation doit être au moins telle que $B' = 0.1B$ (à la rigueur $B' = 0.2B$), pour décrire de manière satisfaisante les variations de la contrainte de cisaillement aux bords de la fondation.

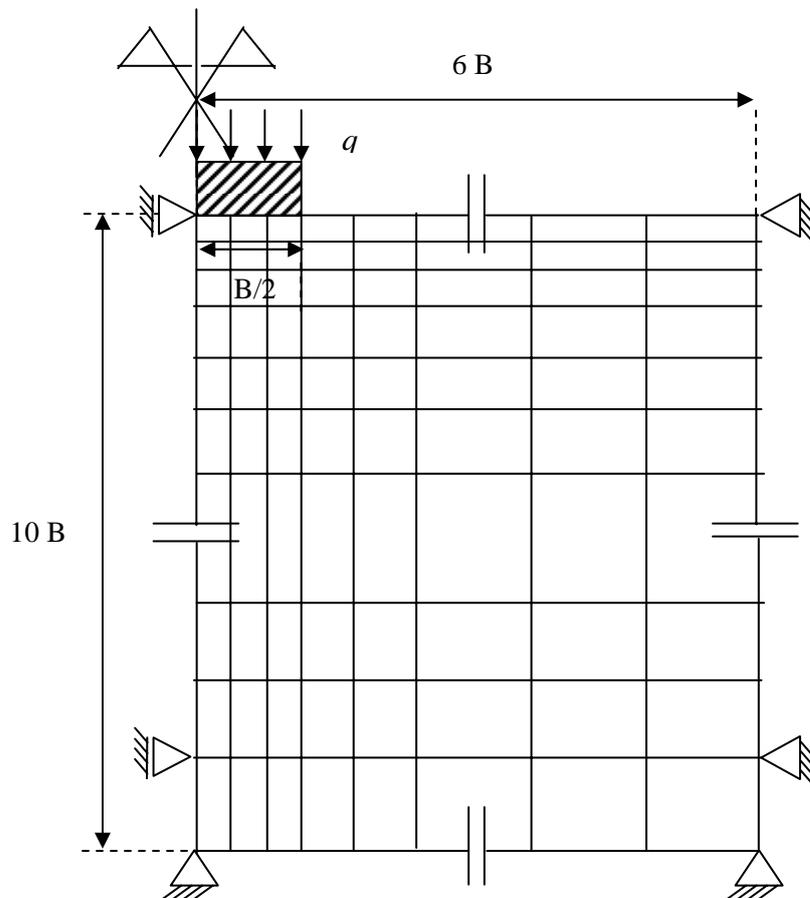


Figure 1.26: Dimensions conseillées pour le maillage d'une fondation en déformation plane ou axisymétrique [10].

III.6. Conclusions :

La modélisation est une étape primordiale dans la conception et l'optimisation des problèmes complexes. Pour cela un maillage d'éléments finis doit tenir compte de l'essentiel de la géométrie de la structure en considérant les points suivants :

- Toutes les symétries compatibles avec le problème mécanique doivent être utilisées afin de simplifier le problème a étudié ;
- La taille des éléments doit rester, telle que le rapport de la plus grande dimension de l'élément sur sa plus petite dimension soit proche de l'unité. En particulier dans les zones de forts gradients.
- Dans les zones moins sollicitées, des éléments de tailles plus importantes sont généralement mis en place pour atteindre les frontières extérieures, il suffit d'assurer une augmentation progressive et régulière loin des zones sensibles.
- Un maillage plus raffiné dans les zones les plus sollicitées doit être utilisé pour augmenter la précision des résultats.

CHAPITRE IV : PRÉSENTATION DU PROGRAMME PLAST ET VÉRIFICATION

IV.1. Introduction :

En ce chapitre nous considérons l'analyse élasto-plastique des contraintes et déformations des solides à problèmes plans (déformation plane, contraintes planes) et de symétrie axiale.

Les lois fondamentales régissant le comportement matériel élasto-plastique dans un solide bidimensionnel doivent être présentées avant que les aspects numériques du problème puissent être considérés et à cet effet de nouveaux concepts, tels que le potentiel plastique et la règle de normalité seront présentés.

Différentes classes de matériaux montrent différentes caractéristiques élasto-plastiques. Dans ce chapitre, quatre critères de rupture sont utilisés. Les critères de Tresca et de Von Mises, qui rapprochent étroitement le comportement de plasticité en métal sont considérés, et les critères de Mohr-Coulomb et de Drucker-Prager, qui sont applicables au béton, aux roches et aux sols, sont présentés en Appendice A.

Pour permettre la résolution des problèmes pratiques, plusieurs des programmes de calcul élasto-plastique ont été développés. Owen & Hinton (1986) à Swansea collègue de l'université de GLASCOW ont développé un programme adopté PLAST, en se basant sur les quatre critères (voir appendice A).

Enfin, une vérification de ce programme sera faite en comparant ses résultats à ceux des problèmes plans à solution analytique tels que (l'essai triaxial, tassement des fondations superficielles).

IV.2. Vérification de PLAST :

IV.2.1 Introduction :

La vérification d'un programme de calcul par éléments finis consiste, pour un certain nombre de problèmes physiques, à comparer les résultats numériques avec des solutions analytiques.

Ces vérifications permettent de contrôler le bon fonctionnement de la programmation et des algorithmes adoptés dans de multiples conditions d'utilisation (géométries, type d'éléments, chargements, etc.).

Pour notre cas, on va valider les résultats du programme *PLAST* par rapport aux solutions d'élasticité qui existent déjà en littérature, ainsi que par rapport au cas d'essai de compression triaxiale. Pour cela on va étudier les exemples suivants :

IV.2.2 Fondation continue souple :

Dans le cas général, les différentes grandeurs décrivant le comportement de la fondation sont liées par la relation suivante :

$$f(v, H, B, L, s, q, E) = 0 \quad (88)$$

Cette relation dimensionnelle se transforme par le biais de la théorie des π (appendice B) en une relation adimensionnelle :

$$g(\pi_1, \dots, \pi_7) = 0$$

où :

$$\pi_1 = v; \quad \pi_2 = E/q; \quad \pi_3 = H/B; \quad \pi_4 = L/B = \infty; \quad \pi_5 = s/B.$$

$$\pi_6 = 2\pi_3 = 2H/B$$

$$PH = \pi_7 = \frac{1}{2} \cdot \pi_2 \cdot \pi_5 = \frac{s \cdot E}{2 \cdot q \cdot B} = \Phi\left(v, \frac{2H}{B}, \frac{L}{B}\right)$$

Les résultats obtenus sont groupés dans le tableau 1.11.

Tableau 1.11 : Valeurs du terme P_H pour $v = 0.3$

$\frac{2H}{B}$	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	2.0	3.0	4.0	5.0	10.0
P_H (élast)	0.037	0.076	0.117	0.159	0.195	0.234	0.267	0.356	0.462	0.544	0.605	0.804
P_H (PLAST)	0.037	0.075	0.116	0.156	0.195	0.232	0.265	0.351	0.456	0.534	0.593	0.749

Ces résultats sont rapportés à la figure 1.27.

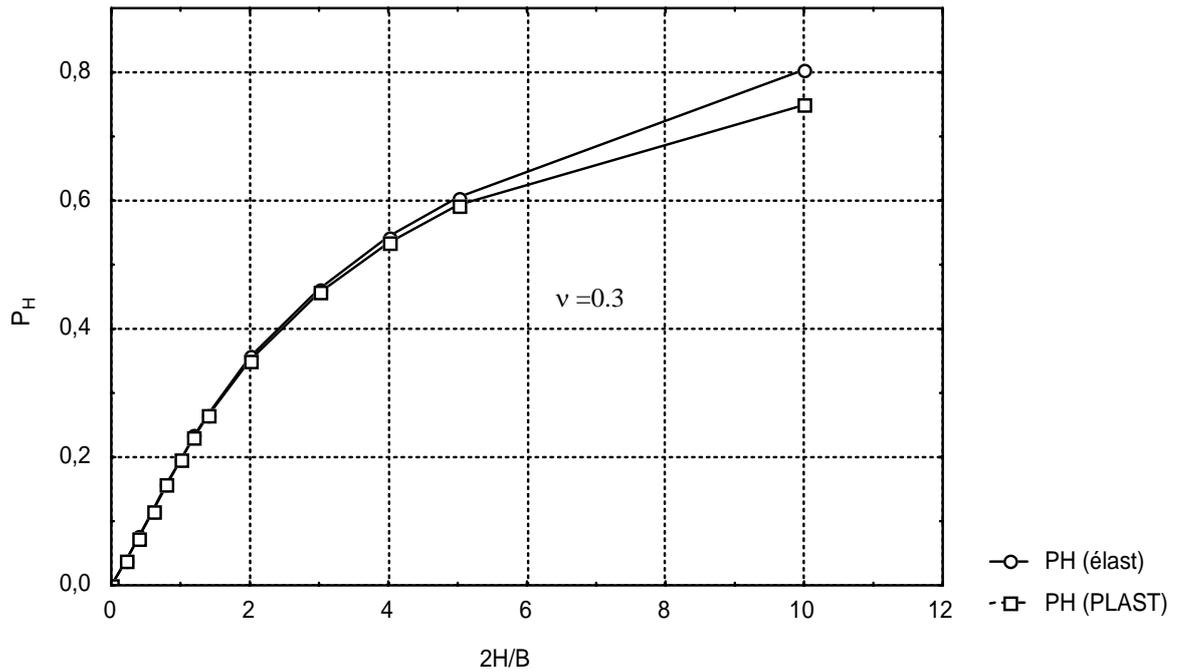


Figure 1.27: Fondation continue souple

On remarque, que pour $0 < \frac{2H}{B} < 4$, les valeurs de P_H prévues par PLAST coïncident parfaitement avec ceux d'élasticité. Par contre, au delà de cette intervalle il y a une certaine différence dont le rapport ne dépasse pas 10%, ce qui est acceptable.

IV.2.3 Fondation circulaire souple :

Les différentes grandeurs décrivant le comportement de la fondation sont liées par la relation suivante :

$$f(v, H, R, s, r, E, q) = 0$$

Cette relation dimensionnelle se transforme par le biais de la théorie des π en une relation adimensionnelle :

$$g(\pi_1, \dots, \pi_7) = 0$$

Où :

$$\pi_1 = v; \pi_2 = E/q; \pi_3 = H/R; \pi_4 = r/R; \pi_5 = s/R; \pi_6 = \frac{1}{2} \cdot \pi_3 = \frac{H}{2R}$$

$$Iw = \pi_7 = \frac{1}{2} \pi_2 \cdot \pi_5 = \frac{s \cdot E}{2 \cdot q \cdot R} = \Phi\left(v, \frac{r}{R}, \frac{H}{2R}\right)$$

Les résultats obtenus pour différentes valeurs de v sont données par les tableaux 1.12 et 1.13.

Tableau 1.12 : Valeurs du facteur I_w pour $\nu = 0.3$

$H/2R$	0.0	0.5	0.75	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	2.25	2.50	2.75	3.0
I_w (élast)	0.0	0.397	0.505	0.613	0.649	0.685	0.721	0.757	0.768	0.780	0.791	0.803
I_w (PLAST)	0.0	0.398	0.505	0.605	0.657	0.693	0.72	0.739	0.752	0.763	0.771	0.776

Tableau 1.13 : Valeurs du facteur I_w pour $\nu = 0.45$

$H/2R$	0.0	0.5	0.75	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	2.25	2.50	2.75	3.0
I_w (élast)	0.0	0.278	0.383	0.488	0.524	0.56	0.596	0.632	0.644	0.656	0.668	0.68
I_w (PLAST)	0.0	0.282	0.405	0.483	0.533	0.568	0.592	0.609	0.620	0.628	0.633	0.637

Ces résultats sont groupés dans le même graphe (Figure 1.28):

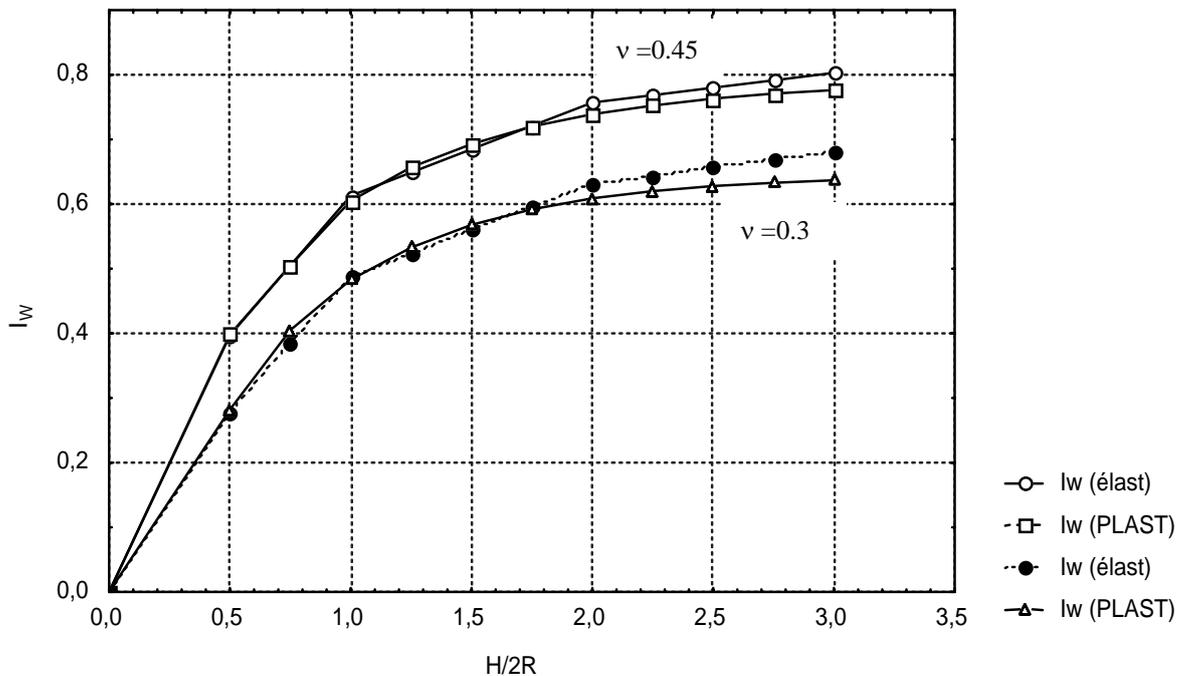


Figure 1.28: Fondation circulaire souple

On remarque que pour des valeurs de $H/2R$ comprises entre 0 et 1.75, les résultats obtenus par PLAST coïncident parfaitement ceux donnés par l'élasticité. Au delà de cette intervalle, il y a une petite différence dont le rapport ne dépasse pas 10%, ce qui est acceptable.

IV.2.4 Essai de compression triaxiale:a) Sable : ($\phi = 30^\circ$)

$$f(v, s, H, \phi, E, \sigma_v, \sigma_h, c) = 0$$

Cette relation dimensionnelle se transforme par le biais de la théorie des π en une relation adimensionnelle :

$$g(\pi_1, \dots, \pi_7) = 0$$

Où

$$\pi_1 = v; \pi_2 = s/H = \varepsilon; \pi_3 = \phi/H = 2; \pi_4 = E/\sigma_h; \pi_5 = \sigma_v/\sigma_h; \pi_6 = \frac{C}{\sigma_h}$$

$$\pi_7 = \frac{1}{\pi_4} = \frac{\sigma_h}{E}; \pi_8 = 2 \cdot \pi_6 = \frac{2C}{\sigma_h}$$

$$\pi_5 = \frac{\sigma_v}{\sigma_h} = \Phi\left(v, \frac{\phi}{H}, \frac{s}{H}, \frac{\sigma_h}{E}, \frac{2C}{\sigma_h}\right)$$

Les résultats obtenus sont donnés par le tableau 1.14.

Tableau 1.14 : Valeurs de la déformation verticale pour $v = 0.3$

$\frac{\sigma_v}{\sigma_h}$	1.0	1.2	1.4	1.6	1.8	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2
$\varepsilon \cdot 10^{-3}$ (élast)	1.333	2.0	2.667	3.333	4.0	4.667	5.333	6.0	6.667	7.333	8.0	8.667
$\varepsilon \cdot 10^{-3}$ (PLAST)	1.391	2.043	2.7	3.357	4.014	4.681	5.328	5.997	6.657	7.314	7.971	8.629

$\frac{\sigma_v}{\sigma_h}$	3.4	3.6	3.7
$\varepsilon \cdot 10^{-3}$ (élast)	9.333	10.0	10.333
$\varepsilon \cdot 10^{-3}$ (PLAST)	9.286	9.943	64.43

Ces résultats sont représentés dans le graphe suivant :

- Solution analytique :

- Elasticité : $\varepsilon = \frac{s}{H} = \frac{1}{E} (\sigma_v - 2 \cdot v \cdot \sigma_h)$

- Critère de Mohr-coulomb : $\sigma_v^{\text{rupt}} = \sigma_h \cdot \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) + 2c \cdot \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$

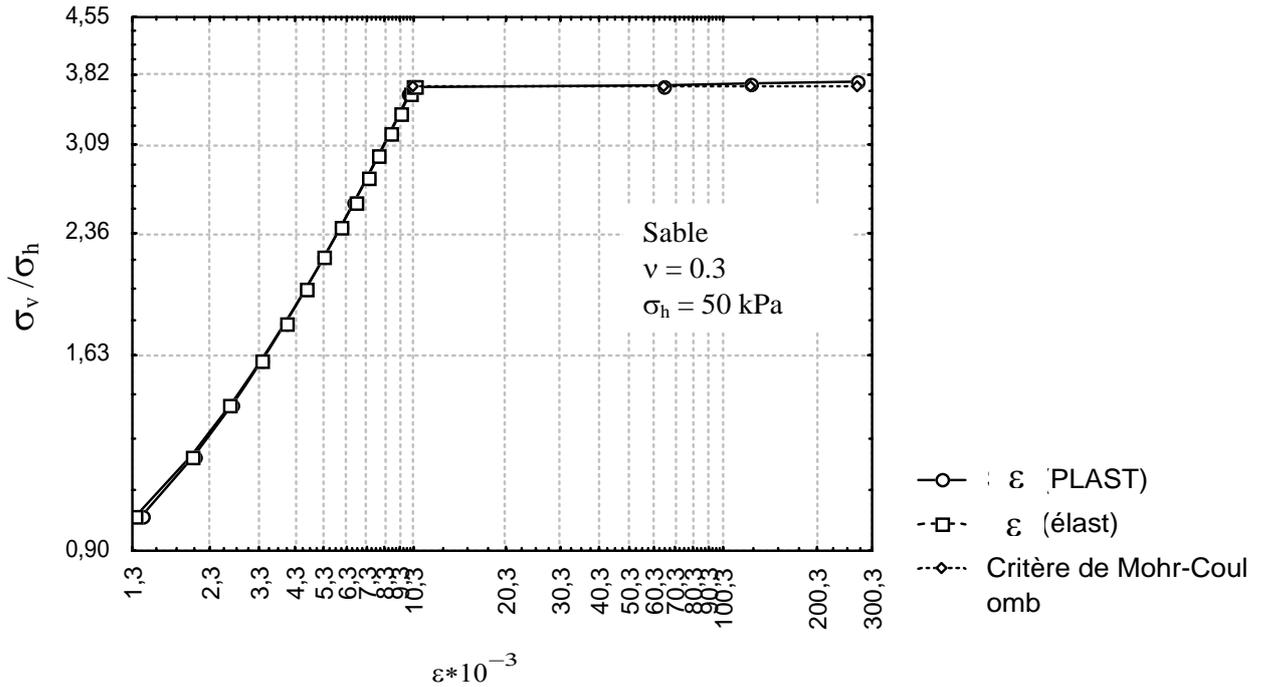


Figure 1.29: Essai de compression triaxiale

On remarque que les déformations obtenues par PLAST coïncident parfaitement avec ceux donnés par l'élasticité pour les petites déformations, ainsi que celles correspondant à la rupture.

b) Argile saturé : ($\phi_u = 0$)

$$f(\nu_u, s, H, \phi, E, \sigma_v, \sigma_h, c_u) = 0$$

Cette relation dimensionnelle se transforme par le biais de la théorie des π en une relation adimensionnelle :

$$g(\pi_1, \dots, \pi_7) = 0$$

Où :

$$\pi_1 = \nu_u; \pi_2 = s/H; \pi_3 = \phi/H = 2; \pi_4 = E/\sigma_h; \pi_5 = \sigma_v/\sigma_h; \pi_6 = \frac{C_u}{\sigma_h}$$

$$\pi_7 = 2 \cdot \pi_6 = \frac{2C_u}{\sigma_h}$$

$$\pi_5 = \frac{\sigma_v}{\sigma_h} = \Phi\left(\nu_u, \frac{\phi}{H}, \frac{s}{H}, \frac{\sigma_h}{E}, \frac{2C_u}{\sigma_h}\right)$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau 1.15.

Tableau 1.15 : Valeurs de la déformation verticale pour $\nu = 0.45$

$\frac{\sigma_v}{\sigma_h}$	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.42	1.44
$\varepsilon \cdot 10^{-3}$ (élast)	0.33	0.67	1.0	1.333	1.667	1.733	1.8
$\varepsilon \cdot 10^{-3}$ (PLAST)	0.36	0.681	1.003	1.324	1.643	31.614	243.183

Ces résultats sont reportés par le graphe suivant :

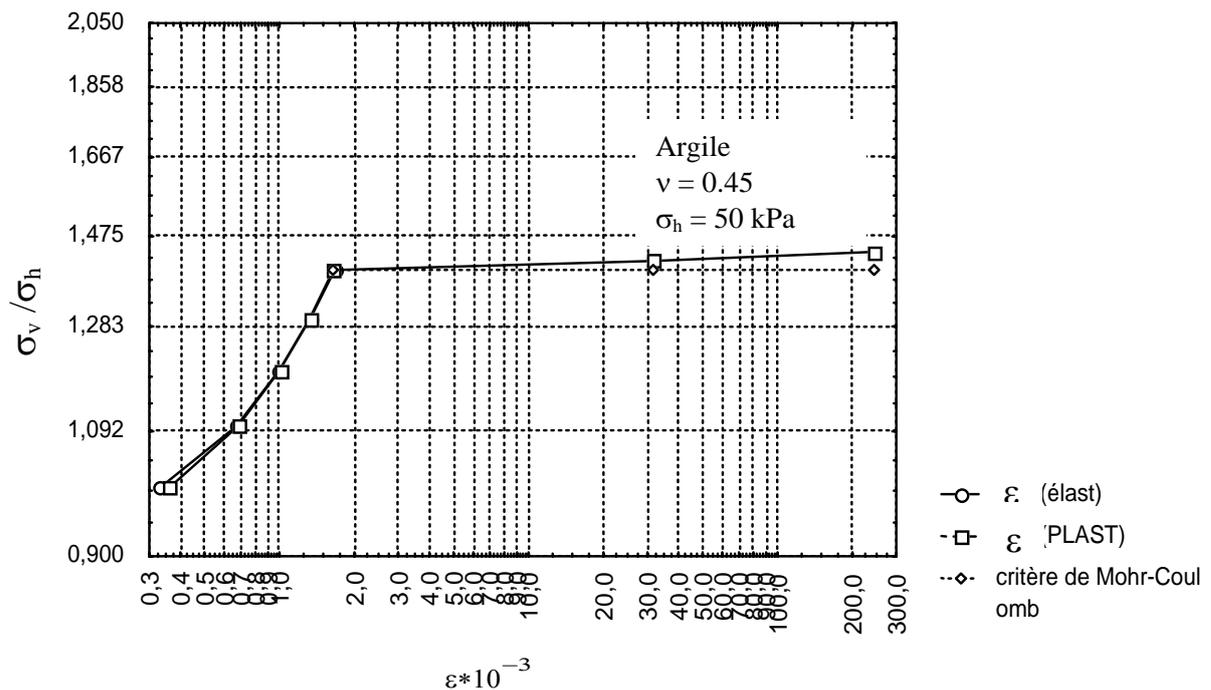


Figure 1.30: Essai de compression triaxiale

On voit clairement sur le graphe, qu'en petites déformations les valeurs données par PLAST coïncident parfaitement avec ceux données par l'élasticité. De même pour les grandes déformations où la contrainte ultime de rupture se rapproche de celle donnée par le critère de Mohr-Coulomb où :

$$\frac{\sigma_v}{\sigma_h} = \frac{2C_u}{\sigma_h} + 1 = 1.4$$

IV.3. Conclusion :

On conclusion, cette tentative de vérification nous permet de dire que le programme *PLAST* peut analyser correctement les problèmes courants de mécanique des sols. En outre, cette comparaison dégage le fait que la programmation est correcte.

CONCLUSION

Les théories pour l'estimation de la capacité portante sont basées généralement sur la méthode de superposition en déterminant la contribution des caractéristiques mécaniques et physiques du sol. Plusieurs divergences sont constatées sur la manière de déterminer les facteurs de portances des fondations, ce qui induit à une sur-estimation ou sous-estimation de la capacité portante.

De ce fait on a recours aux méthodes basées sur les essais in situ (SPT, DPT, CPT, PMT) pour l'estimation de la capacité portante. Ces méthodes sont essentiellement empiriques et ceci provient de la complexité de l'interprétation théorique du problème de pénétration ce qui induit à des méthodes optimistes et autres pessimistes.

L'estimation du tassement des fondations 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 horizontales du sol.
- Méthodes basées sur les essais in-situ (essais de pénétration), qui peuvent donner des résultats satisfaisant si on peut limiter les erreurs sur les mesures effectuées dans le sol.

Un bon maillage tenant compte des recommandations connues dans la méthode des éléments finis permet d'obtenir une meilleure représentation du problème étudié, aussi une meilleure précision des résultats.

La vérification du programme PLAST pour les solutions d'élasticité a permis de conclure que ce dernier peut être adopté pour l'analyse des problèmes courants de mécanique des sols.

INTRODUCTION

Dans cette partie, on présente une analyse non linéaire bidimensionnelle du comportement des fondations superficielles (circulaire ou continue) chargées verticalement, par la méthode des éléments finis par le biais du programme PLAST.

Après la présentation au premier chapitre du modèle choisi à partir d'un dimensionnement préalable, on décrit au deuxième chapitre la méthodologie suivie dans l'interprétation des résultats obtenus par la méthode des éléments finis. On étudiera aussi, l'effet de l'élancement et du rapport H/B sur la contrainte limite et la pente initiale de la courbe de chargement de la fondation dans un sol homogène.

Enfin, on donnera des formulations obtenues par l'ajustement des paramètres d'influence selon la nature du sol étudié.

CHAPITRE I: PRÉSENTATION DU MODÈLE

I.1. Introduction :

L'utilisation de la méthode des éléments finis a connu un développement très important dans le calcul des ouvrages en géotechnique. Ainsi, une modélisation par éléments finis est réalisée afin de présenter une meilleure compréhension du comportement d'un ouvrage en interactions avec son environnement et d'aider au dimensionnement des structures. C'est dans ce but que nous avons proposé d'analyser le comportement des fondations superficielles chargées verticalement par la méthode des éléments finis.

On présente dans ce qui suit le modèle choisi après un calcul de prédimensionnement.

I.2. Présentation du modèle :

I.2.1. Modélisation du massif de sol et les fondations :

Les fondations et le massif de sol sont discrétisés par des éléments quadrangulaires à 4 nœuds. Le comportement du sol et de la fondation est décrit par le modèle de Mohr-Coulomb.

I.2.2. Modélisation du comportement d'interface :

Comme il n'y a pas d'éléments de contact, au contact avec le sol sous la fondation, les nœuds du maillage à la frontière sont communs aux deux matériaux et il y a continuité des déplacements.

I.2.3. Le maillage :

Le modèle utilisé présente une symétrie par rapport au plan de chargement, seulement une moitié du maillage a été modélisée et calculée.

Le maillage a été dimensionné par augmentation des dimensions horizontal et latérale jusqu'à ce que le déplacement au centre de la fondation se stabilise.

Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la pointe ainsi que les caractéristiques du sol homogène sont données dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1: Propriétés du sol et de la fondation étudiée

	Sol		Fondation circulaire et continue ⁽¹⁾	
	Pulvérulent	Cohérent		
Module d'Young du sol E_s (MPa)	15	15	Module d'Young de la fondation E_p (MPa)	1500
Coefficient de Poisson du sol ν_s	0.3	0.5	Coefficient de Poisson ν_p	0.15
Poids volumique γ (kN/m ³)	20	20	Poids volumique γ (kN/m ³)	25
Angle de frottement ϕ (degré)	30/40	0		
Cohésion c (KPa)	10	50/100/200		

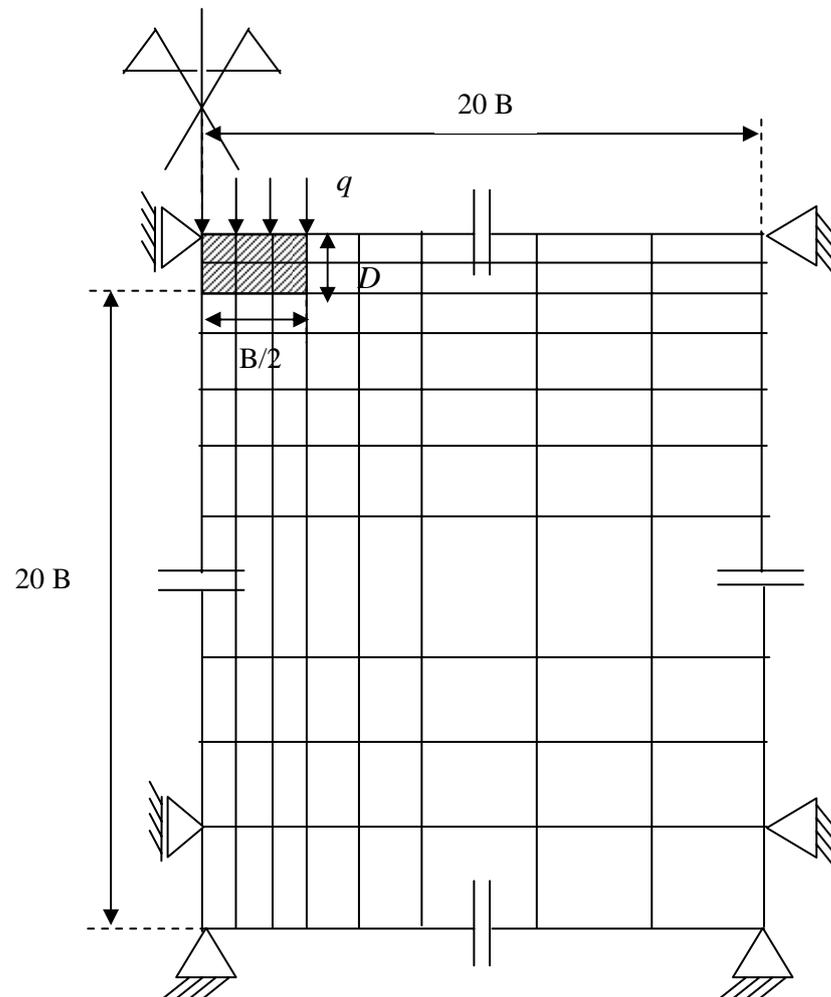


Figure 2.1: Maillage d'une fondation superficielle en déformation plane et en axisymétrie.

(1) Notons que la fondation (circulaire et continue) est considérée comme étant très rigide par rapport au sol d'assise.

Pour tous les modèles, les conditions aux limites en déplacement sont semblables : déplacements verticaux nuls à la base du massif (à $20B$ de profondeur) et déplacements horizontaux nuls sur les frontières verticales du domaine maillé (frontière latérale et axe de symétrie).

Le maillage est relativement serré au voisinage des interfaces sol/fondation où de forts gradients risquent d'apparaître, et un maillage de plus en plus grossier en s'éloignant de ces zones d'interfaces.

La courbe du déplacement vertical de la fondation s_c en fonction des dimensions du maillage illustrée à la figure 2.2, montre une augmentation du déplacement au fur et à mesure qu'on augmente les dimensions du maillage. La stabilité se manifeste pour une dimension latérale L_1 du maillage égale à 20 fois la largeur B de la fondation au dessous de la base de la fondation, et une dimension horizontale L_2 égale à 20 fois la largeur de la fondation B .

Les dimensions adoptées finalement pour le maillage sont $20B$ pour la dimension horizontale et $20B$ pour la dimension verticale.

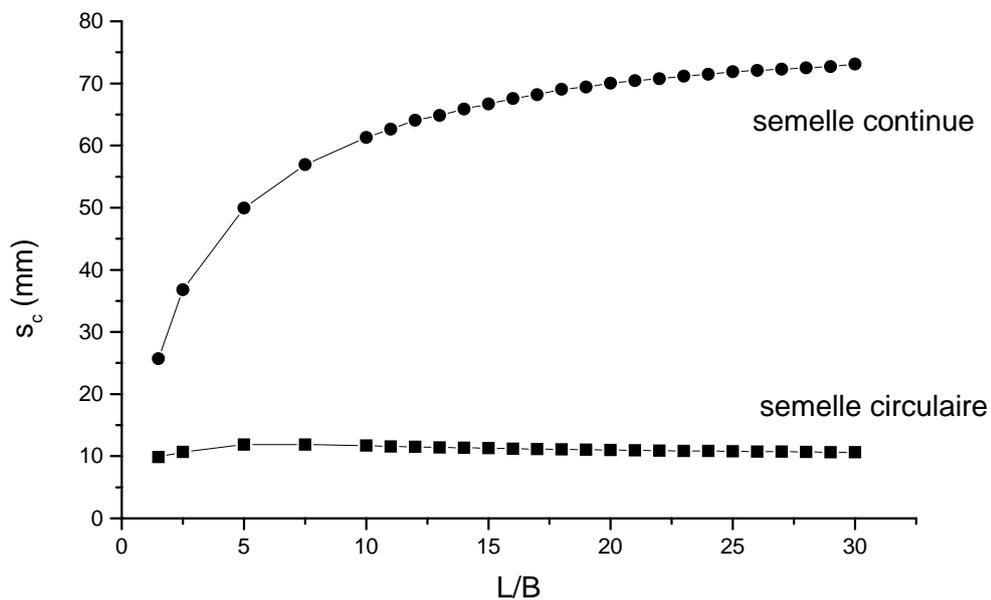


Figure 2.2: Sensibilité du déplacement vertical s_c aux dimensionnement du maillage.

I.3. Conclusion :

Le dimensionnement effectué dans ce chapitre nous a permis de choisir un modèle approprié qui sera utilisé dans l'étude paramétrique des fondations superficielles (circulaire et continue) chargées verticalement par la méthode des éléments finis par le biais du programme PLAST.

Ce modèle nous permettra d'étudier le comportement des fondations superficielles en variant leurs fiches et les caractéristiques mécaniques du sol.

Un maillage plus resserré serait utilisé pour garantir une meilleure représentation du champ de contraintes autour de la fondation.

CHAPITRE II : ETUDE PARAMETRIQUE

II.1. Introduction :

Le comportement d'une fondation superficielle chargée verticalement est influencé par de nombreux paramètres qui sont liés aux caractéristiques géométriques de la fondation et aux caractéristiques physiques et mécaniques du sol.

Pour dégager l'influence de chaque paramètre, une étude paramétrique a été menée en considérant le sol comme homogène ayant un module de déformation $E(Z)$ constant avec la profondeur.

L'usage de l'analyse dimensionnelle permet de mener l'étude paramétrique sous forme dimensionnelle, ce qui correspond au cas général du problème étudié. On présente par la suite les principaux résultats obtenus. Les résultats graphiques sont regroupés en appendice C.

II.2 Analyse dimensionnelle :

Le théorème des π de Buckingham a été utilisé pour définir les différentes grandeurs adimensionnelles qui entrent dans la description du phénomène. Le théorème est exposé en appendice B.

Les grandeurs intervenant sont groupées comme suit :

$$f(q_L, \gamma, c, E_s, E_p, H, B, D, L, \varphi, \nu_s, \nu_p) = 0 \quad (89)$$

Selon ce théorème cette équation est réduite à l'équation:

$$\Phi(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_{10}) = 0 \quad (90)$$

Avec :

$$\pi_1 = \nu_s \quad (91)$$

$$\pi_2 = \nu_p \quad (92)$$

$$\pi_3 = \varphi \quad (93)$$

$$\pi_4 = \frac{s}{B} \quad (94)$$

$$\pi_5 = \frac{H}{B} \quad (95)$$

$$\pi_6 = \frac{D}{B} : \text{qui représente l'élanement de la fondation} \quad (96)$$

$$\pi_7 = \frac{L}{B} \quad (97)$$

$$\pi_8 = \frac{E_p}{E_s} = K : \text{rigidité relative sol/fondation} \quad (98)$$

$$\pi_9 = \frac{q_L}{\gamma \cdot D} \quad (99)$$

$$\pi_{10} = \frac{c}{\gamma \cdot D} \quad (100)$$

D'où

$$\frac{q_L}{\gamma \cdot D} = \Phi \left(\nu_s, \nu_p, \varphi, \frac{H}{B}, \frac{D}{B}, \frac{L}{B}, K, \frac{c}{\gamma \cdot D} \right) \quad (101)$$

$$\frac{\alpha \cdot S}{\gamma \cdot B} = \Phi \left(\nu_s, \nu_p, \varphi, \frac{S}{B}, \frac{H}{B}, \frac{D}{B}, \frac{L}{B}, K, \frac{q_L}{\gamma \cdot D}, \frac{c}{\gamma \cdot D} \right) \quad (102)$$

II.3. Paramètres de l'étude:

II.3.1. Nature du sol :

Dans l'étude paramétrique, on va considérer deux types de sols : pulvérulent et purement cohérent dont les caractéristiques sont indiquées dans les tableaux suivants :

Tableau 2.2: Caractéristiques du sol pulvérulent étudié

Poids volumique	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
Module d'Young	$E = 15 \text{ MPa}$
Coefficient de Poisson	$\nu_s = 0.3$
Angle de frottement	$\varphi = 30^\circ, 40^\circ$
Cohésion	$c = 10 \text{ kPa}$

Tableau 2.3: Caractéristiques du sol cohérent étudié

Poids volumique	$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$
Module d'Young	$E = 15 \text{ MPa}$
Coefficient de Poisson	$\nu_s = 0.5$
Angle de frottement	$\varphi = 0$
Cohésion	$c = 50, 100, 200 \text{ kPa}$

II.3.2. La rigidité relative :

La rigidité relative est un facteur adimensionnel traduisant le rapport de la rigidité de la fondation à celle du sol.

On se limite dans cette étude à considérer le cas d'une rigidité relative $K=100$ avec $\nu_p=0.15$, ce qui est le plus proche de la réalité.

II.3.3. L'élançement de la fondation :

L'élançement est un paramètre géométrique adimensionnel qui présente le rapport entre la fiche de la fondation et sa largeur. Son influence sur le comportement des fondations superficielles a été mise en évidence sur la contrainte limite et la pente. Nous avons limité notre étude au cas suivant : $D/B = 0, 1, 2, 3$, et 4 .

II.3.4. Le rapport H/B :

C'est un paramètre adimensionnel qui présente le rapport entre la hauteur de la couche du sol et la largeur de la fondation. Son influence sur le comportement des fondations superficielles a été mise en évidence sur la contrainte limite et la pente. Nous avons limité notre étude au cas suivant : $H/B = 1, 2, 5, 10, 15$, et 20 .

II.4. Méthode d'interprétation :

Pour chaque modèle de fondation, le chargement est une pression uniforme appliquée progressivement sur la fondation et augmentée de façon monotone par des accroissements successifs.

La courbe chargement-déplacement peut être décrite par une loi non linéaire de type hyperbolique comme le montre la figure 2.3.

$$q = \frac{s}{\alpha + \frac{s}{q_l}}$$

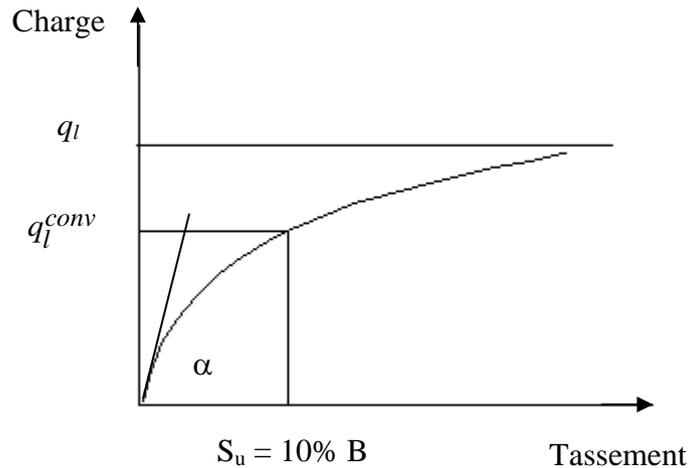


Figure 2.3: Courbe de chargement

Elle présente :

- 1- Une asymptote q_l : c'est la charge ultime de rupture.
- 2- Une pente initiale α qui permet d'estimer les petits déplacements.

La contrainte ultime de rupture correspond à un tassement s qui tend vers l'infini. Cependant, la charge de rupture est souvent définie conventionnellement pour un tassement s égal à 10% de la largeur de la fondation. $q_l^{conv} = q(s=10\% B)$.

Par souci d'obtenir des valeurs proches de celles rencontrées en pratique, on a adopté cette définition conventionnelle pour la capacité portante.

II.5. Résultats et interprétation :

II.5.1. Comportement des fondations circulaires :

II.5.1.1. Etude de la pente α :

1- Effet des caractéristiques mécaniques :

A partir des tableaux (2.4 et 2.5) donnant les valeurs de la pente initiale α de la courbe charge-tassement pour fondation circulaire posée en surface $D/B = 0$ (à titre d'exemple) d'un sol pulvérulent ou purement cohérent, on voit bien qu'il n'y a pas de variation importante pour différentes valeurs de l'angle de frottement φ et la cohésion c , ainsi que le calcul de la moyenne a donné des coefficients de variation inférieurs à 10%. Donc on conclut que les caractéristiques mécaniques (c et φ) n'ont pas d'influence sur la pente α qui représente les petits déplacements, mais leurs effets se voient pour les grands déplacements (la charge de rupture). Ainsi la moyenne peut être représentative.

Cette conclusion s'applique pour les différents élancements étudiés.

Tableau 2.4: valeurs de α pour un sol pulvérulent avec $D/B = 0$

D/B = 0	Sol pulvérulent (c = 10 KPa)		
H/B	$\varphi = 30^\circ$	$\varphi = 40^\circ$	moyenne
1	37.962	38.022	37.992
2	29.358	29.160	29.259
5	26.810	26.819	26.814
10	25.787	26.466	26.127
15	25.543	26.169	25.856
20	26.175	26.189	26.182

Tableau 2.5: Valeurs de α pour un sol purement cohérent avec $D/B = 0$.

D/B = 0	Sol purement cohérent ($\varphi = 0^\circ$)			
H/B	c = 50 KPa	c = 100 KPa	c = 200 KPa	moyenne
1	83.845	83.844	83.146	83.612
2	56.349	56.349	55.839	56.179
5	46.154	46.150	46.491	46.265
10	43.099	43.080	43.504	43.228
15	43.11	43.098	43.461	43.225
20	43.189	43.174	43.467	43.277

2- Effet de $\frac{D}{B}$:

La figure 2.4 présentant la pente α en fonction de l'élancement D/B , montre que la pente α augmente avec l'augmentation du rapport D/B car le tassement s diminue quand l'élancement de la fondation D/B augmente.

Ceci est vrai pour les deux types de sols, pulvérulents et cohérents quelque soit le rapport H/B .

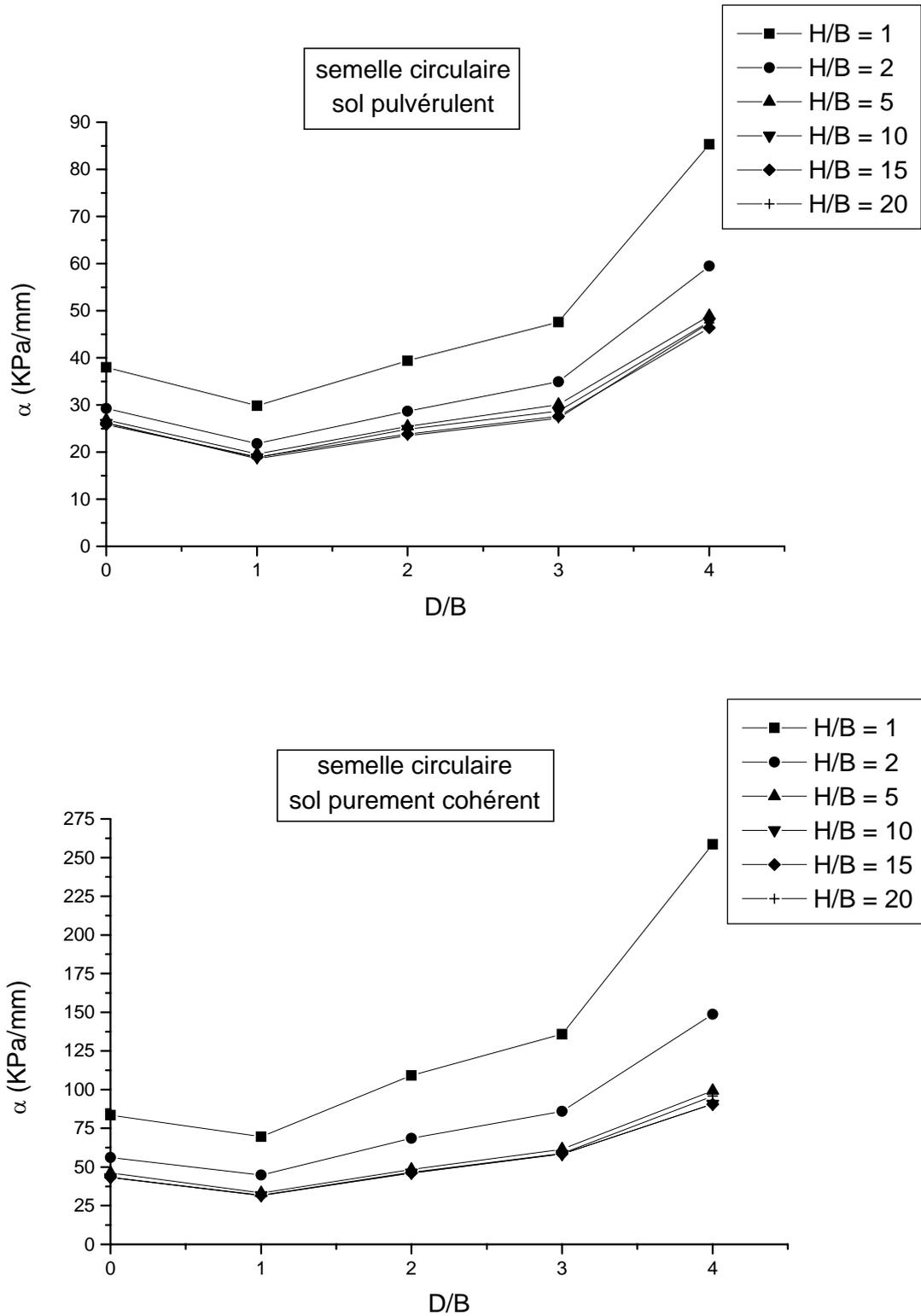


Figure 2.4: Variation de la pente α en fonction de l'élancement D/B pour sols pulvérulent et cohérent

3- Effet de $\frac{H}{B}$:

Les figures donnant la pente initiale α en fonction du rapport H/B pour sols pulvérulent et cohérent, montrent une grande variation de la pente quand la base du massif de sol est très proche de la base de la fondation, et commence à se stabilisée au fur et à mesure qu'en s'éloigne de la base de fondation.

Pour cela nous avons conclu que pour les deux types de sol le rapport H/B limite au delà duquel le substratum n'a pas d'effet sur la pente α (donc sur le tassement) est égal à 5.

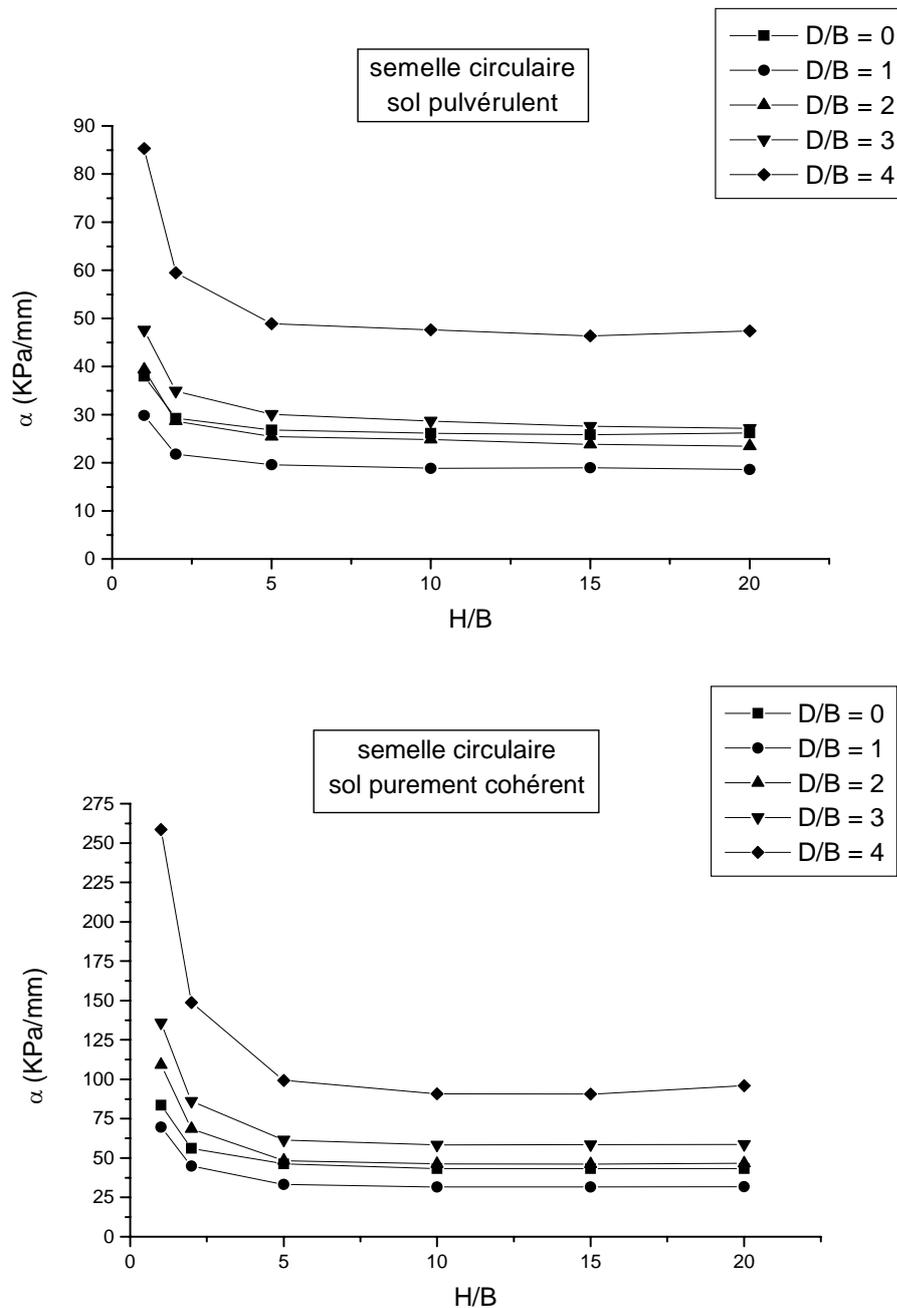


Figure 2.5: Variation de la pente α en fonction du rapport H/B pour sols pulvérulent et cohérent.

Pour H/B inférieur ou égal à 5, et afin de mettre en évidence l'effet combiné des paramètres étudiés nous avons ajuster chaque courbe $\alpha = f\left(\frac{H}{B}\right)$ pour D/B donné, puis étudier les paramètres de cette relation (a, b) en fonction de l'élançement D/B , on a abouti ainsi à une loi de puissance suivante : $\alpha = a\left(\frac{H}{B}\right)^b$

Où a, b sont des constantes d'ajustement que nous avons tracées en fonction de l'élançement D/B et représentées par les abaques suivantes :

Pour $\frac{H}{B} \leq 5$:

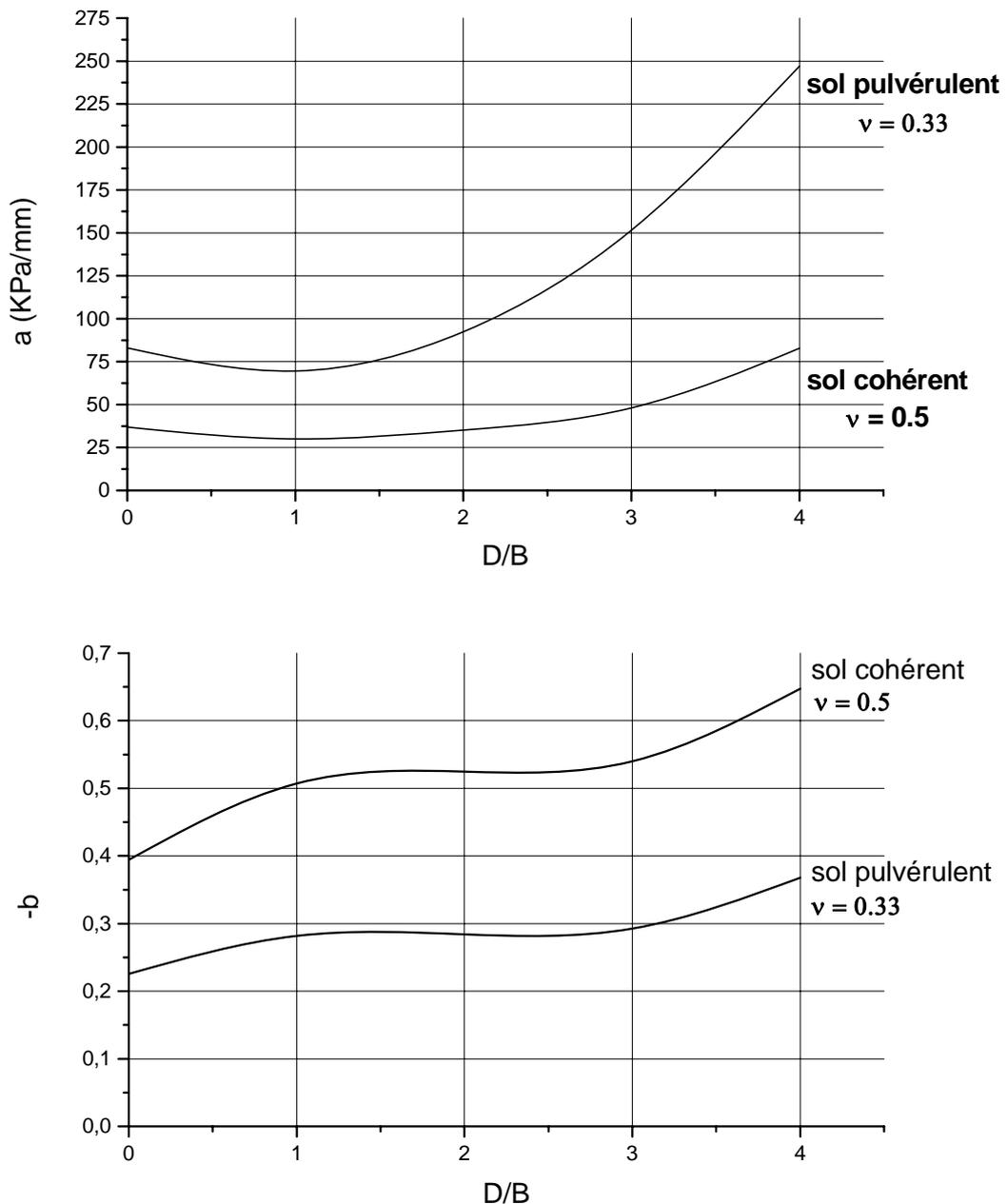


Figure 2.6: Abaques donnant les constantes d'ajustement a et b en fonction de D/B pour sols pulvérulent et purement cohérent

Pour $H/B \geq 5$, nous avons proposé les valeurs moyennes de la pente α en fonction de l'élancement D/B sous forme d'abaque. On voit d'après les figures que la pente α varie linéairement avec l'élancement D/B pour les deux types de sol pulvérulent et cohérent, dont quelques valeurs sont présentées dans le tableau ci-dessous.

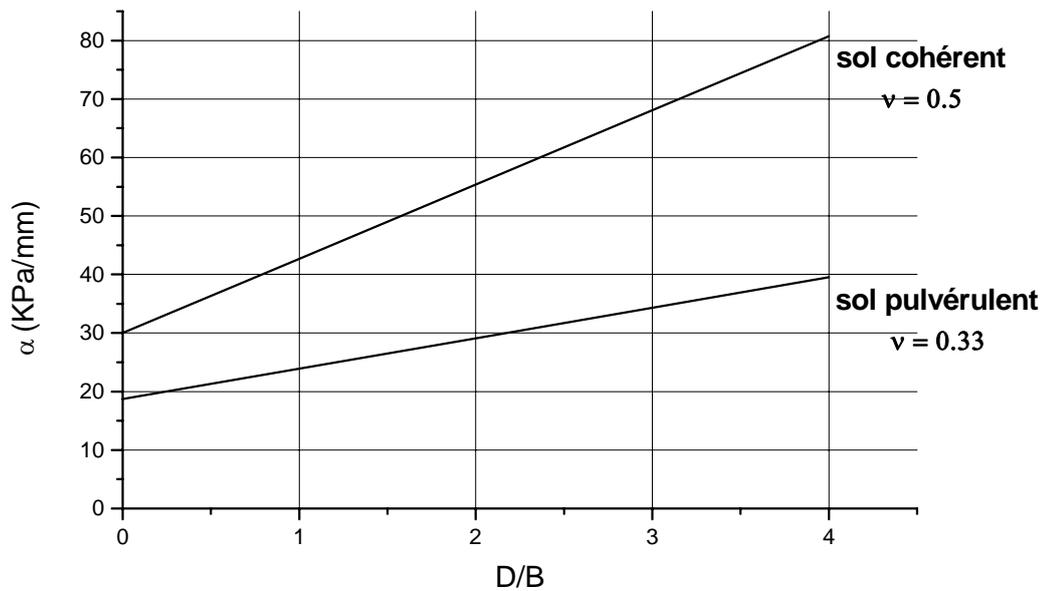


Figure 2.7: Abaque donnant de la pente α en fonction de D/B pour sols pulvérulent et purement cohérent

Tableau 2.6: valeurs de la pente initiale α pour sols pulvérulent et purement cohérent pour $H/B \geq 5$

$\frac{D}{B}$	Sol pulvérulent ($\nu = 0.33$)	Sol purement cohérent ($\nu = 0.5$)
0	26.064	42.979
1	20.227	36.223
2	21.750	42.424
3	30.632	61.584
4	46.874	93.700

II.5.1.2. Etude de la contrainte q_l^{conv} :

Pour l'étude de la contrainte q_l^{conv} , nous avons choisi parmi les cas étudiés : un sol pulvérulent avec un angle de frottement $\varphi = 30^\circ$ et un sol purement cohérent de cohésion $c = 100$ kPa. Les figures des autres cas seront exposées en appendice C.

1- Effet de $\frac{D}{B}$:

Les figures donnant la contrainte limite conventionnelle en fonction de l'élançement D/B , montrent que la contrainte augmente lorsque l'élançement de la fondation D/B augmente, cette variation est à peu près linéaire pour le sol pulvérulent que pour le sol purement cohérent. Ceci pour les différents rapports H/B .

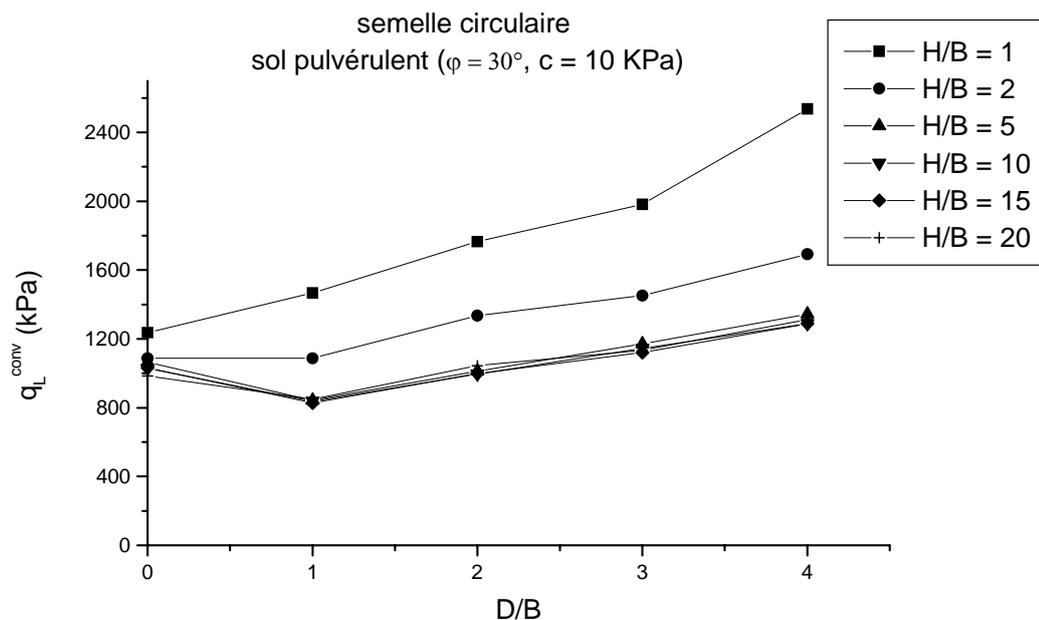


Figure 2.8: Variation de la contrainte limite conventionnelle d'une fondation circulaire en fonction de l'élançement D/B pour sols pulvérulent et cohérent

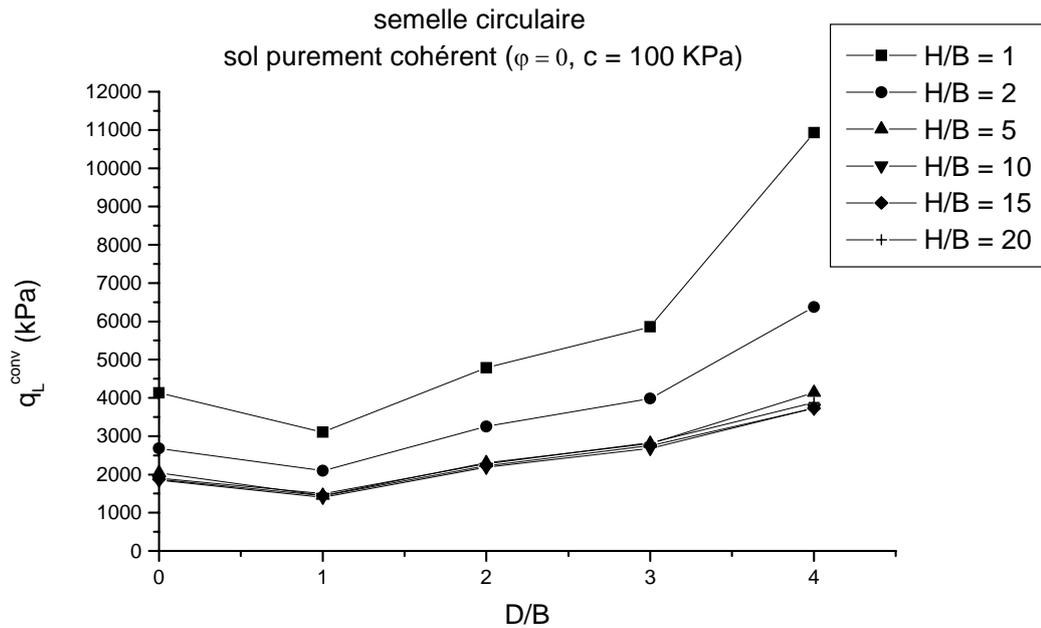


Figure 2.9: Variation de la contrainte limite conventionnelle d'une fondation continue en fonction de l'élancement D/B pour sols pulvérulent et cohérent

2- Effet de $\frac{H}{B}$:

En examinant également l'effet de H/B , on constate que pour un massif d'épaisseur finis et très proche de la fondation il y a une grande variation de la contrainte qui diminue avec l'augmentation du rapport H/B , jusqu'à un rapport H/B supérieur ou égal à 5 où on remarque une valeurs presque constante de la contrainte.

Donc on conclu que pour les deux types de sols (pulvérulent et cohérent) $\left(\frac{H}{B}\right)_{lim} = 5$ au delà duquel le substratum n'a pas d'effet sur la fondation circulaire.

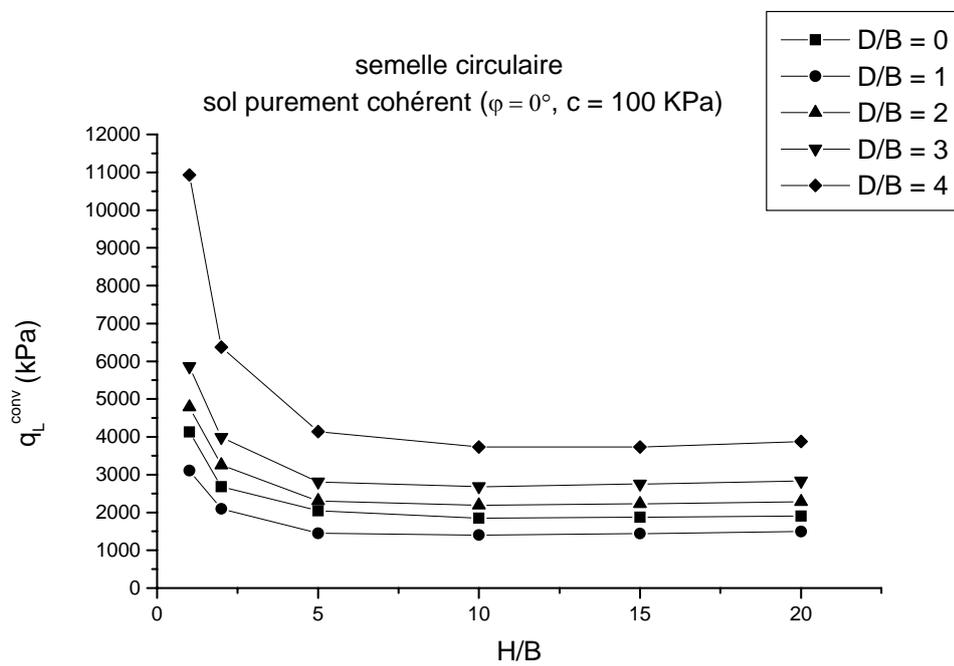
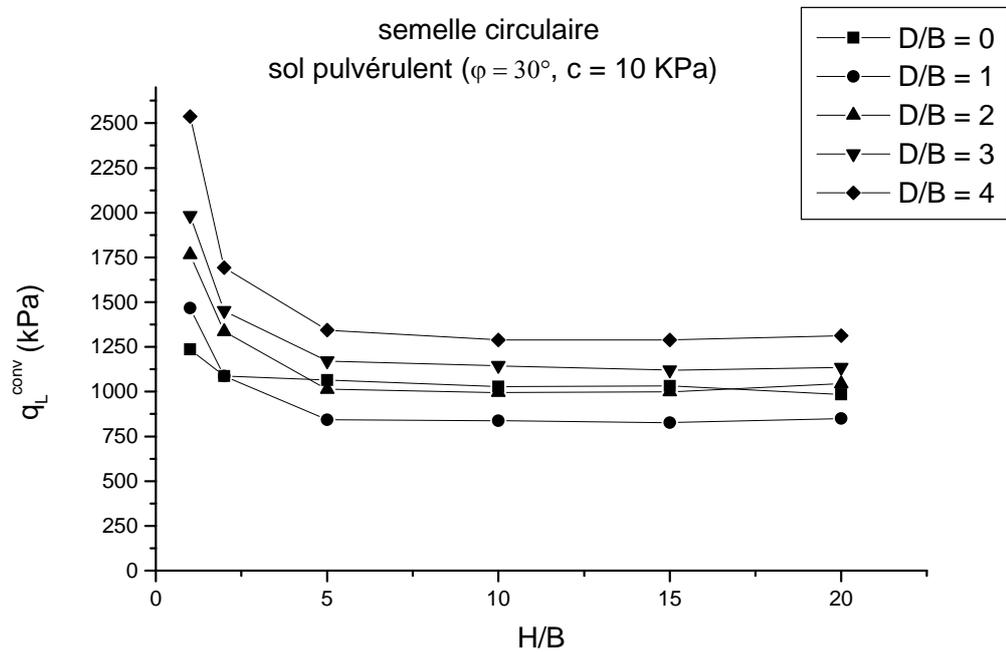


Figure 2.10: Variation de la contrainte limite conventionnelle en fonction du rapport H/B pour sols pulvérulent et cohérent

Afin de mettre en évidence l'effet des paramètres étudiés et en ajustant chaque courbe $q_l^{conv} = \lambda \left(\frac{B}{H} \right)$ pour un élancement $\frac{D}{B}$ donné, une loi de puissance a été proposée :

$$q_l^{conv} = a \left(\frac{H}{B} \right)^b$$

Où a, b : sont des constantes d'ajustement que nous avons ajustées en fonction de l'élancement D/B et représentés sous forme d'abaques.

Pour $\frac{H}{B} \leq 5$:

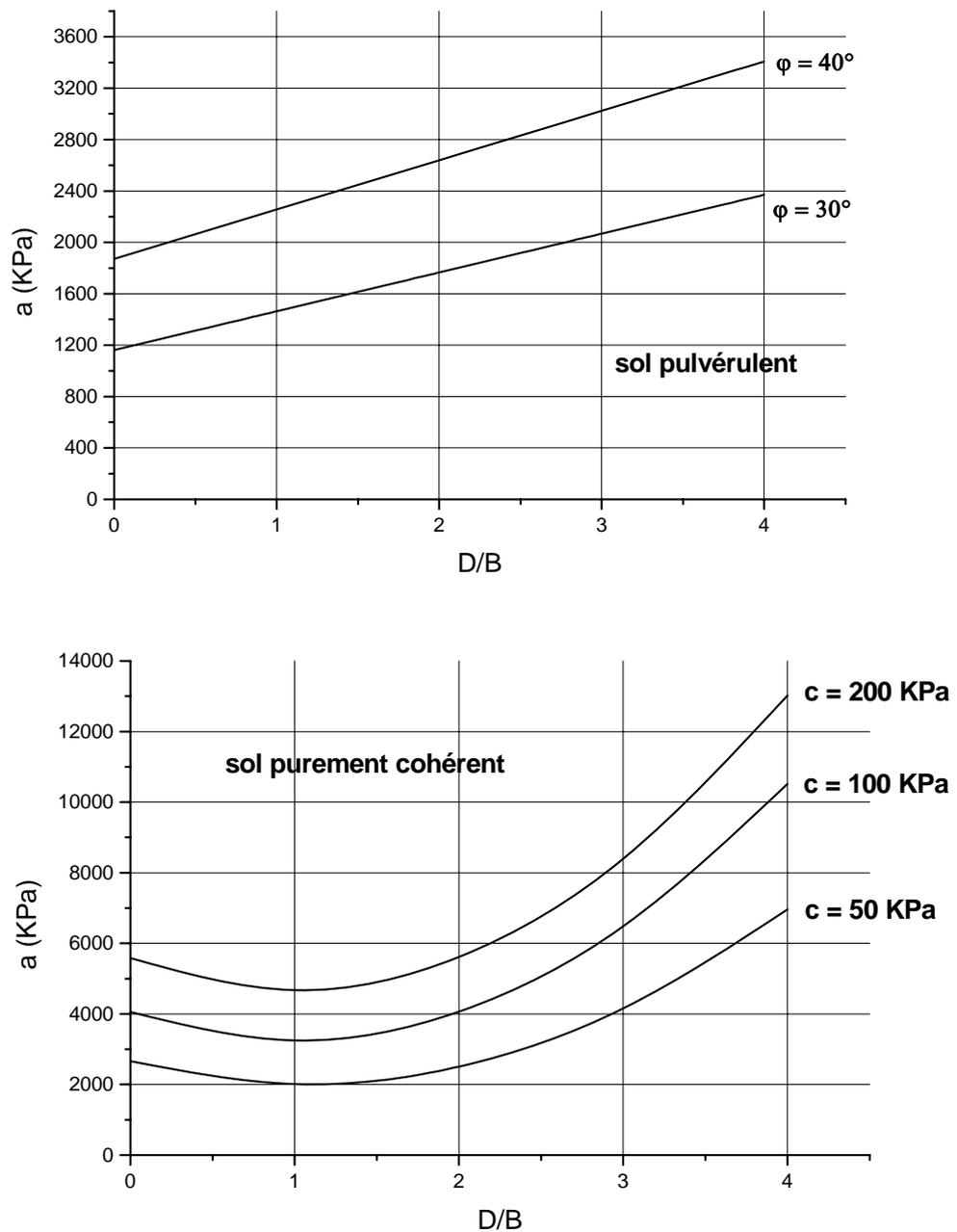


Figure 2.11: Abaque donnant la constante d'ajustement a en fonction de D/B pour sols pulvérulent et purement cohérent

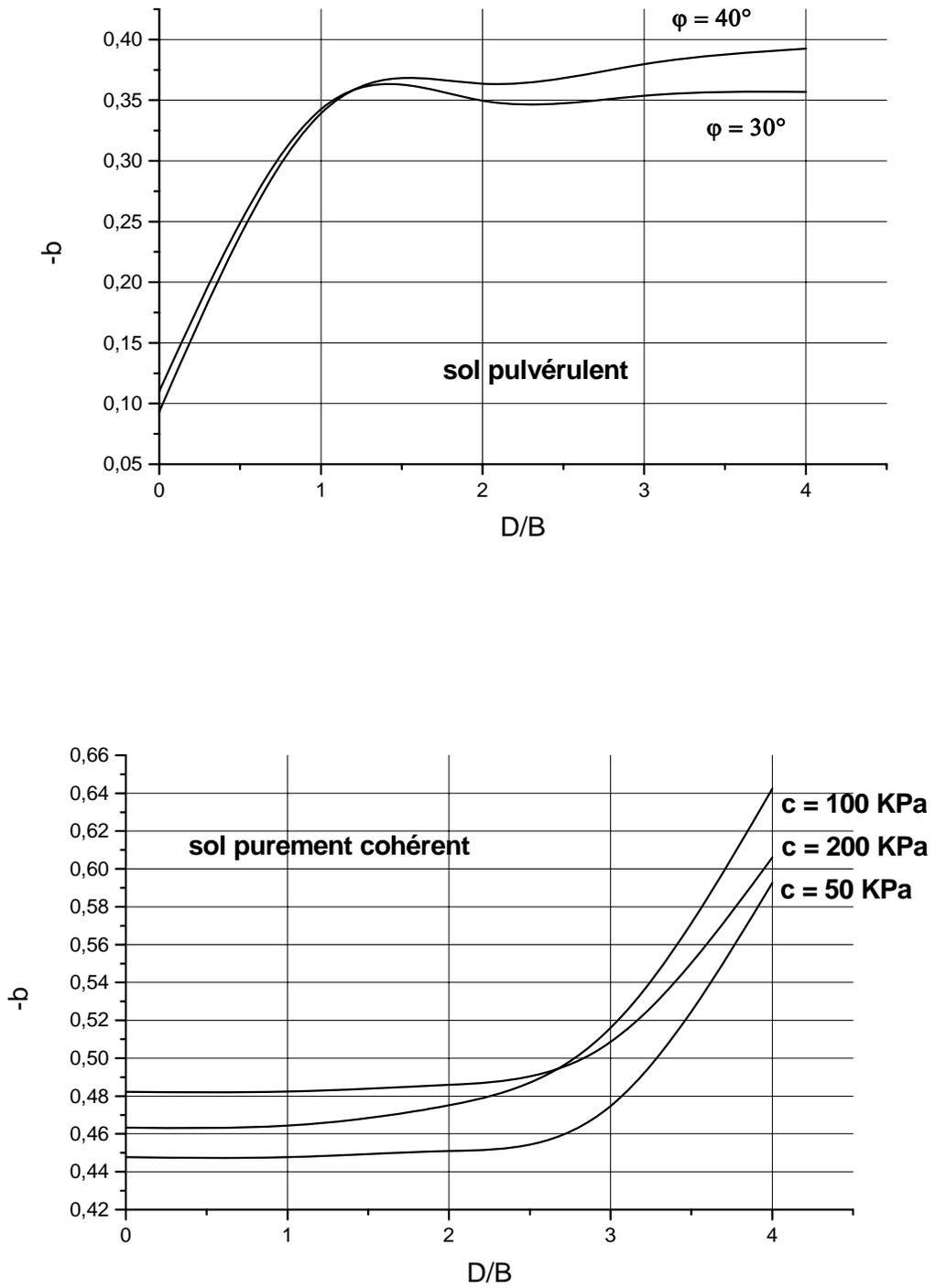


Figure 2.12: Abaque donnant la constante d'ajustement b en fonction de D/B pour sols pulvérulent et purement cohérent Pour $\frac{H}{B} \leq 5$.

Pour des rapport $\frac{H}{B} \geq 5$, nous avons ajusté les valeurs moyenne de la contrainte q_L^{conv} en fonction de l'élancement D/B , et présenter ces valeur sous forme d'abaque. On constate que la contrainte varie linéairement avec l'élancement D/B de la fondation circulaire pour le sol purement cohérent.

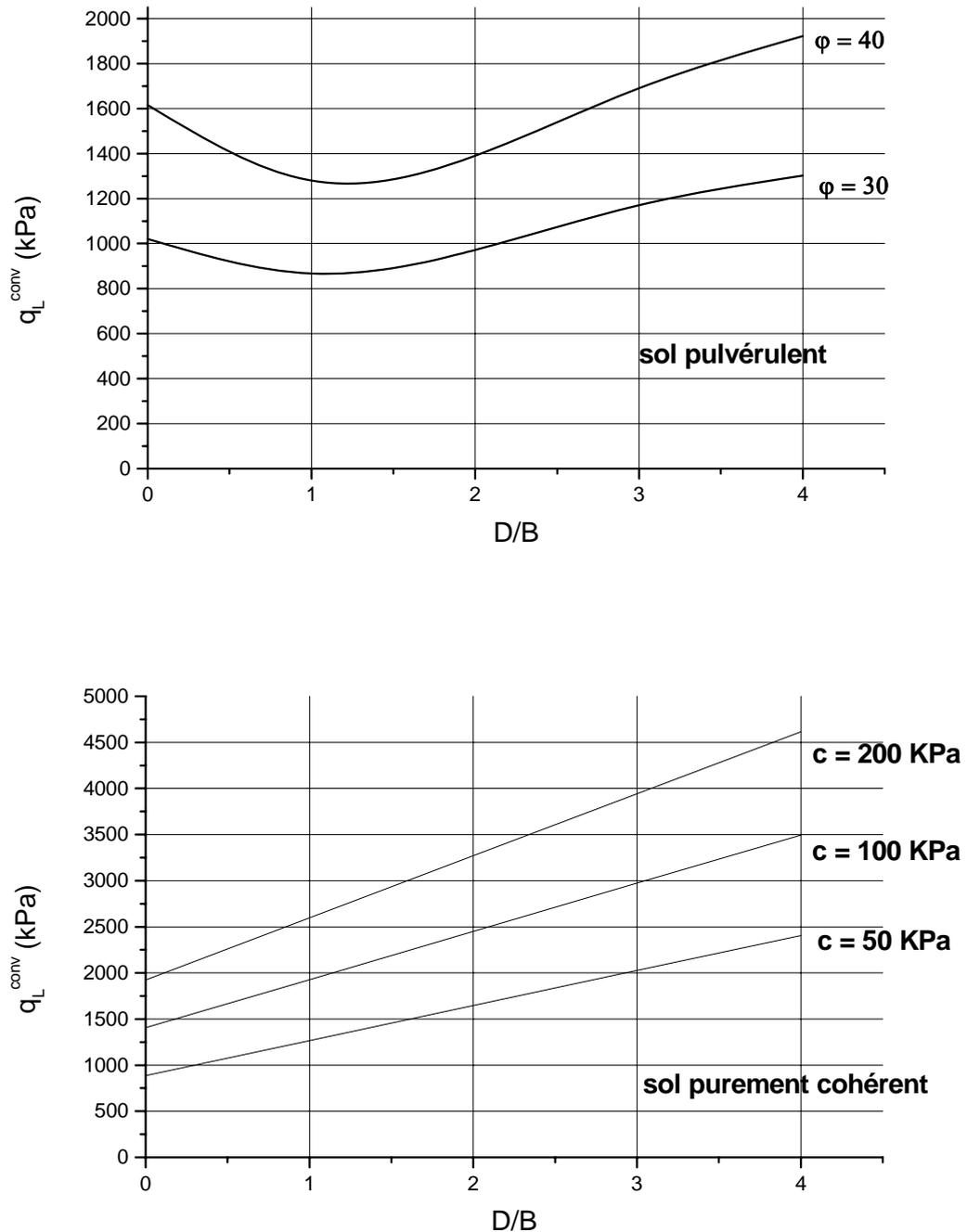


Figure 2.13: Abaque présentant la contrainte limite conventionnelle en fonction de l'élancement D/B pour sols pulvérulent et purement cohérent pour $\frac{H}{B} \geq 5$.

II.5.2. Comportement des fondations continues :II.5.2.1. Etude de la pente α :1- Effet des caractéristiques mécanique :

Concernant l'effet des caractéristiques mécaniques sur la pente initiale, les tableaux (2.7 et 2.8) regroupant les valeurs de la pente initiale α de la courbe charge-tassement pour fondation continue posée en surface $D/B = 0$ (à titre d'exemple) d'un sol pulvérulent ou un sol purement cohérent, montrent bien qu'il n'y a pas de variation importante pour les différentes valeurs de ϕ et c , ainsi que le calcul de la moyenne a donné des coefficients de variation très inférieurs à 10%. Donc on conclut que les caractéristiques mécaniques (c et ϕ) n'ont pas d'effet sur la pente α donc sur le tassement, car elle représente les petits déplacements, mais leurs effets se voient pour les grandes déplacements (la charge de rupture). Ainsi la moyenne peut être représentative. Ces valeurs sont inférieures à celles d'une fondation circulaire car la capacité portante des fondations continues est plus faible à celle des fondations circulaires.

Cette conclusion s'applique pour les différents élancements considérés dans l'étude paramétrique.

Tableau 2.7: Valeurs de α pour un sol pulvérulent avec $D/B = 0$

D/B = 0	Sol pulvérulent ($c = 10$ KPa)		
H/B	$\phi = 30^\circ$	$\phi = 40^\circ$	moyenne
1	27.862	26.899	27.380
2	17.510	16.764	17.137
5	11.228	11.047	11.137
10	9.120	8.893	9.006
15	8.313	8.101	8.207
20	7.824	7.754	7.789

Tableau 2.8: Valeurs de α pour un sol purement cohérent avec $D/B = 0$.

D/B = 0	Sol purement cohérent ($\phi = 0^\circ$)			
H/B	$c = 50$ KPa	$c = 100$ KPa	$c = 200$ KPa	moyenne
1	89.676	89.676	89.935	89.762
2	40.818	40.818	40.860	40.832
5	19.595	19.585	20.275	19.818
10	17.520	18.060	18.634	18.072
15	17.546	18.077	18.372	17.999
20	17.667	18.103	18.604	18.125

2- Effet de $\frac{D}{B}$:

En examinant l'effet de l'élanement D/B d'après Les figures présentant la pente initiale α en fonction de l'élanement D/B , on constate que la pente α augmente avec l'augmentation du rapport D/B cette variation est apparente pour $D/B \geq 3$.

Ceci est vrai pour les deux types de sols, pulvérulents et cohérents avec différent rapport de H/B .

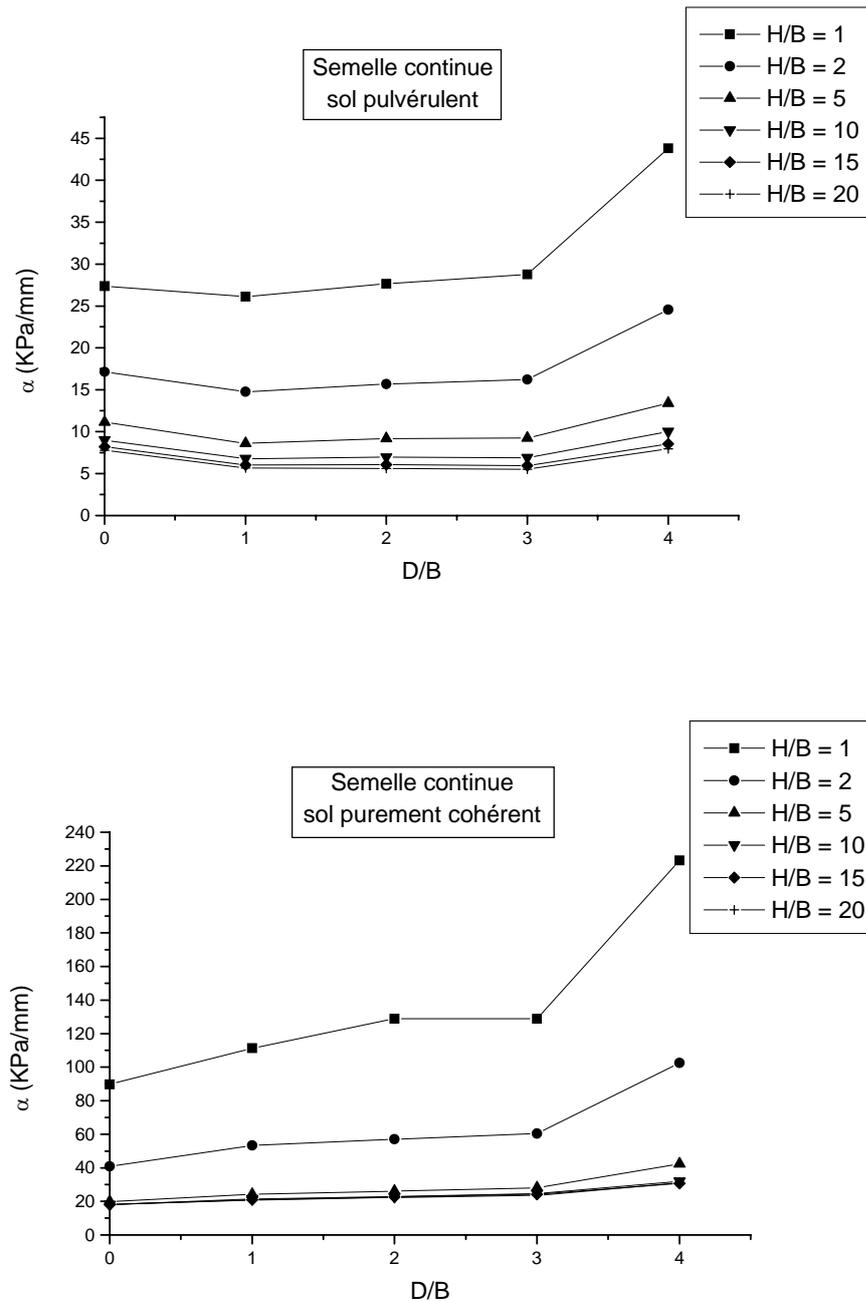


Figure 2.14: Variation de la pente α en fonction de l'élanement D/B pour sols pulvérulent et cohérent.

3- Effet de $\frac{H}{B}$:

En examinant également l'effet de H/B , on remarque des figures donnant la pente initiale α en fonction du rapport H/B pour sols pulvérulent et cohérent, que la pente α diminue avec l'augmentation du rapport H/B , puis elle se stabilise pour un certain rapport H/B .

Pour cela nous avons conclu que pour les deux types de sol (pulvérulent et cohérent) le rapport H/B limite au delà duquel le substratum n'a pas d'effet sur la pente (donc sur le tassement) est égal à 5.

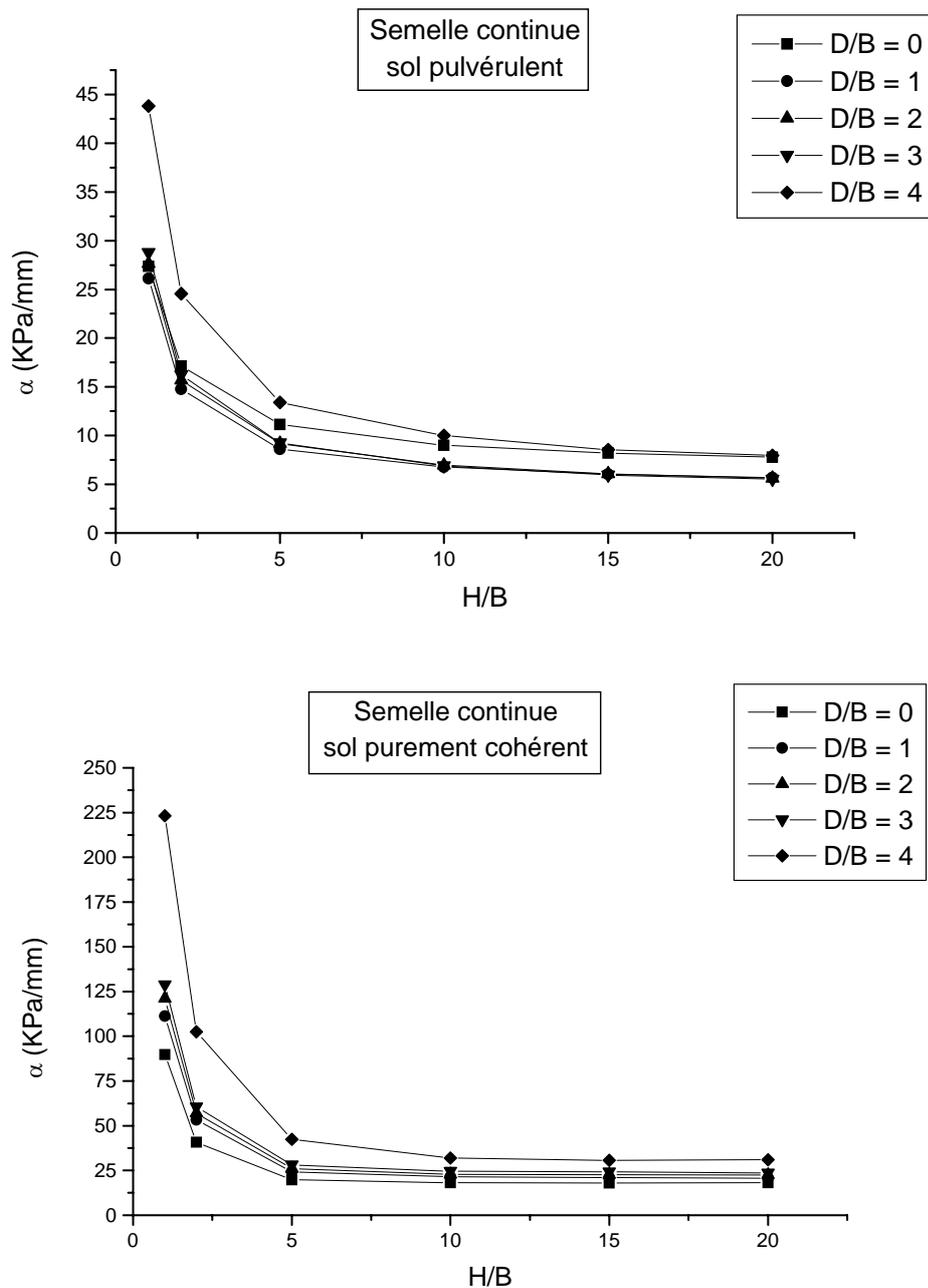


Figure 2.15: Variation de la pente α en fonction du rapport H/B pour sols pulvérulent et cohérent.

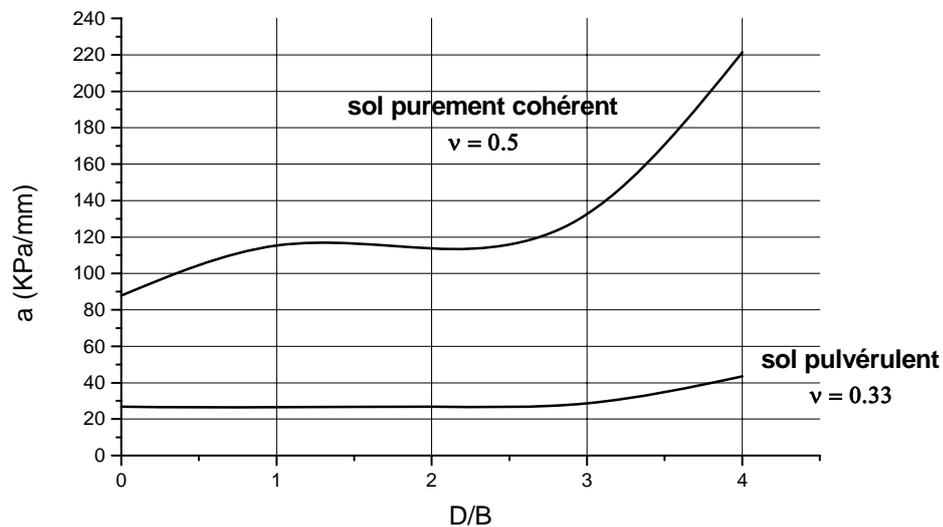
En ajustant chaque courbe $\alpha = f\left(\frac{H}{B}\right)$ pour $\frac{D}{B}$ donné, une loi de puissance est proposé pour $\frac{H}{B} \leq 5$:

$$\alpha = a \left(\frac{H}{B}\right)^b$$

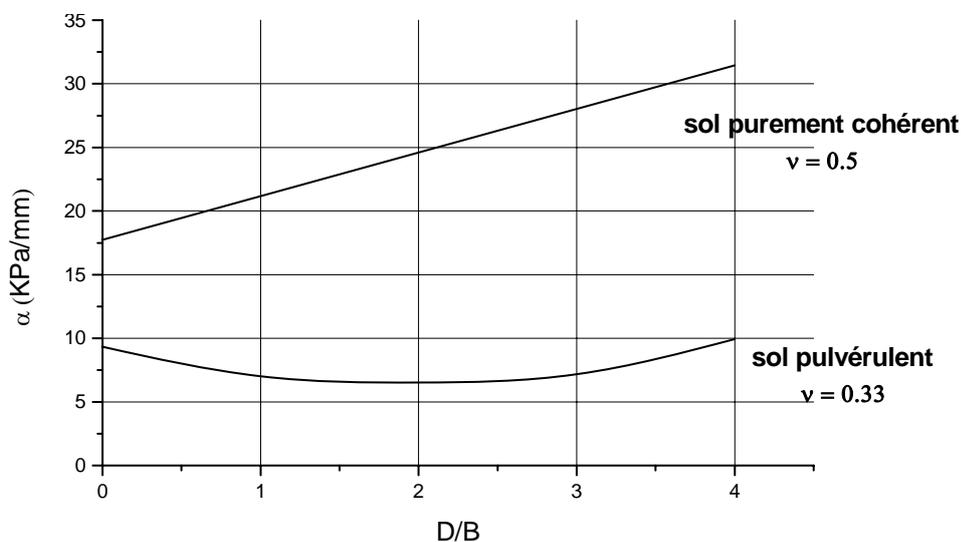
Où a, b : sont des constantes d'ajustement que nous avons tracés en fonction de l'élanement D/B et représentés par les abaques suivantes :

Concernant la constante b, on a trouver qu'elle ne varie pas beaucoup avec l'élanement D/B, donc des valeurs constantes sont proposé :

- Sol pulvérulent : $b = -0.713$
- Sol purement cohérent : $b = -1.027$



Pour $\frac{H}{B} \geq 5$ une abaque a été proposé pour déterminer la valeur de la pente α en fonction de l'élanement D/B.



II.5.2.2. Etude de la contrainte q_l^{conv} :

Comme pour la semelle circulaire, et pour l'étude de la contrainte q_l^{conv} , nous avons choisi parmi les cas étudiés : un sol pulvérulent avec un angle de frottement $\varphi = 30^\circ$ (sable lâche) et un sol purement cohérent de cohésion $c = 100$ kPa (argile compacte). Les figures des autres cas seront exposées en appendice C.

1- Effet de $\frac{D}{B}$:

Les figures donnant la contrainte limite conventionnelle en fonction de l'élançement D/B , montrent que la contrainte augmente lorsque l'élançement de la fondation D/B augmente, cette variation est linéaire pour le sol pulvérulent et presque linéaire pour le sol purement cohérent. Ceci pour les différents rapports H/B .

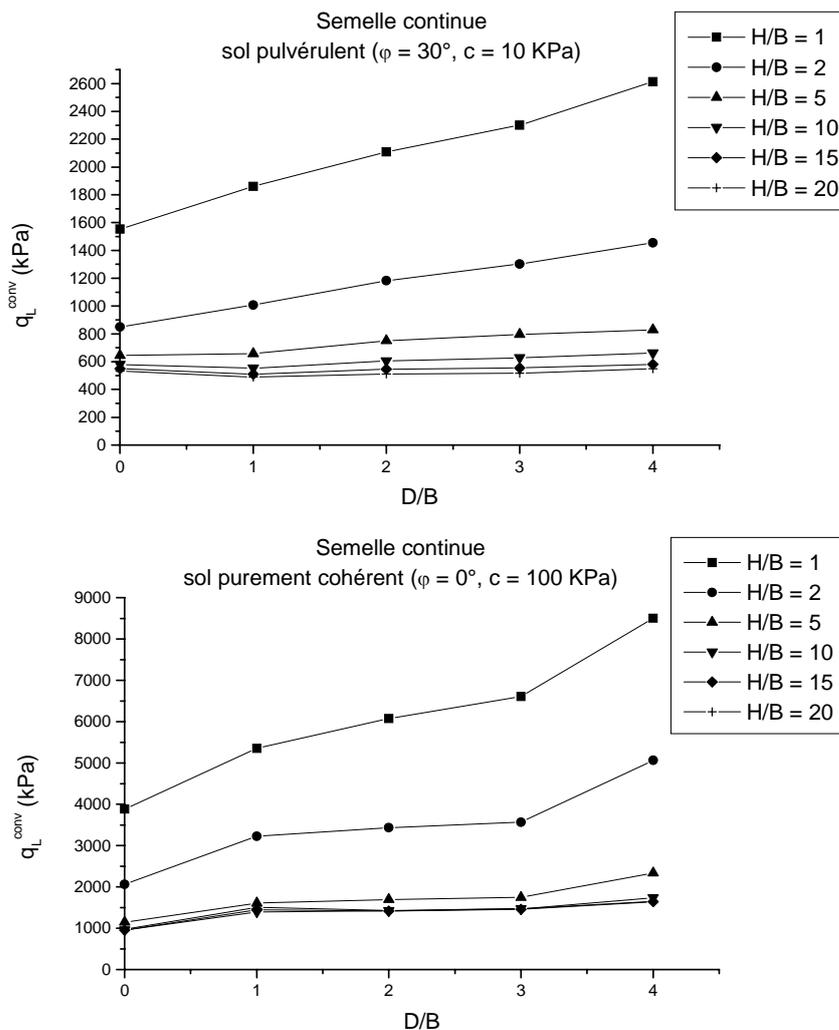


Figure 2.16: Variation de la contrainte limite conventionnelle en fonction de l'élançement D/B pour sols pulvérulent et cohérent

2- Effet de $\frac{H}{B}$:

En examinant également l'effet de H/B , on constate que pour un massif d'épaisseur finis et très proche de la fondation il y a une grande variation de la contrainte qui diminue avec l'augmentation du rapport H/B , jusqu'à un rapport H/B supérieur ou égal à 5 où on remarque une valeurs presque constante de la contrainte.

Donc on conclu que pour les deux types de sols (pulvérulent et cohérent) $\left(\frac{H}{B}\right)_{lim} = 5$ au delà duquel le substratum n'a pas d'effet sur la fondation continue.

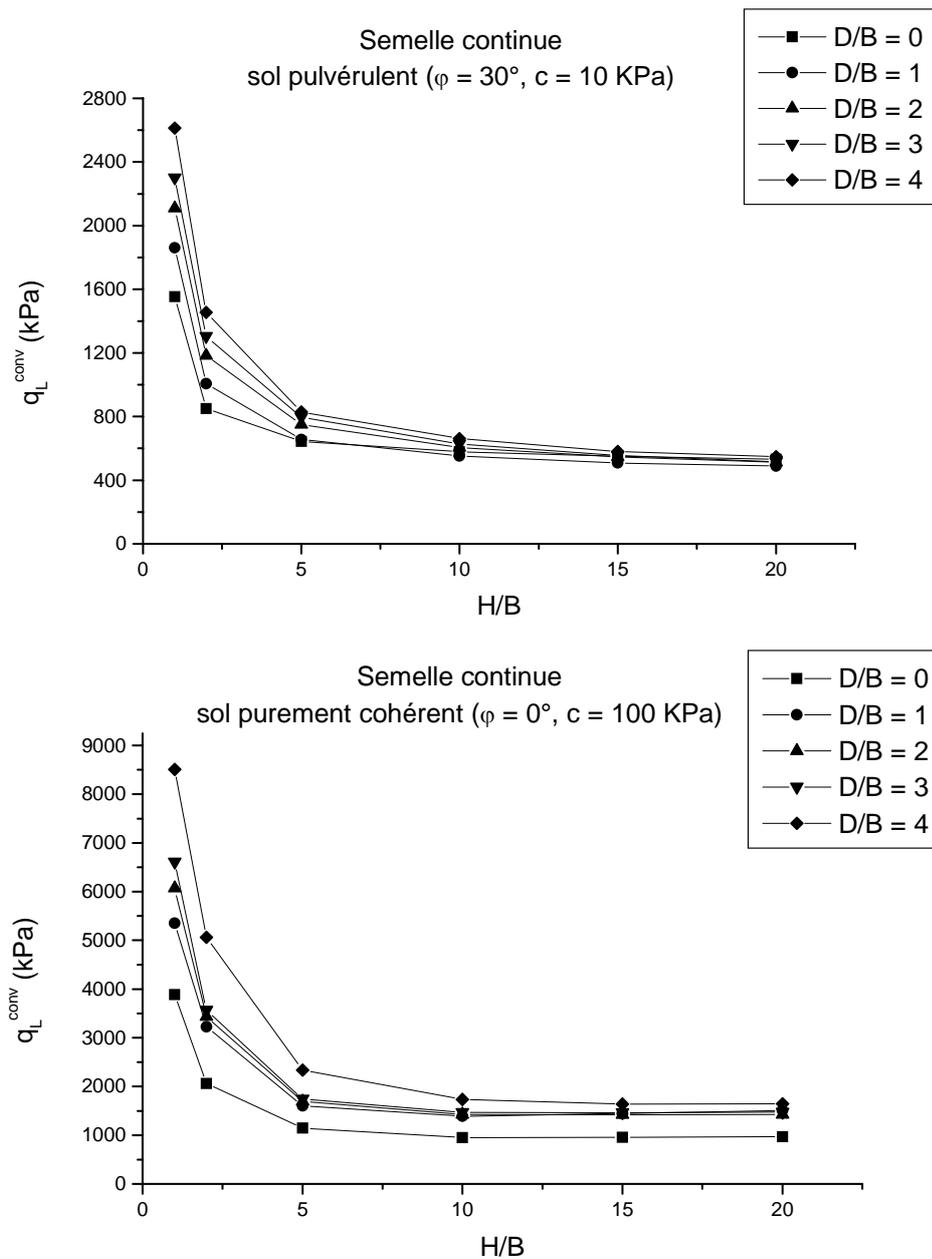


Figure 2.17: Variation de la contrainte limite conventionnelle en fonction du rapport H/B pour sols pulvérulent et cohérent.

Pour $\frac{H}{B} \leq 5$, et afin de mettre en évidence l'effet des paramètres étudiés et en ajustant chaque courbe $q_i^{conv} = \lambda \left(\frac{B}{H}\right)$ pour un élancement $\frac{D}{B}$ donné, nous avons abouti à une loi de puissance :

$$q_i^{conv} = a \left(\frac{H}{B}\right)^b$$

Où a, b : sont des constantes d'ajustement que nous avons ajustées en fonction de l'élancement D/B, où la constante varie linéairement avec D/B et représentée sous forme d'abaque. Alors que b ne varie pas beaucoup avec l'élancement D/B, donc des valeurs constantes sont proposé.

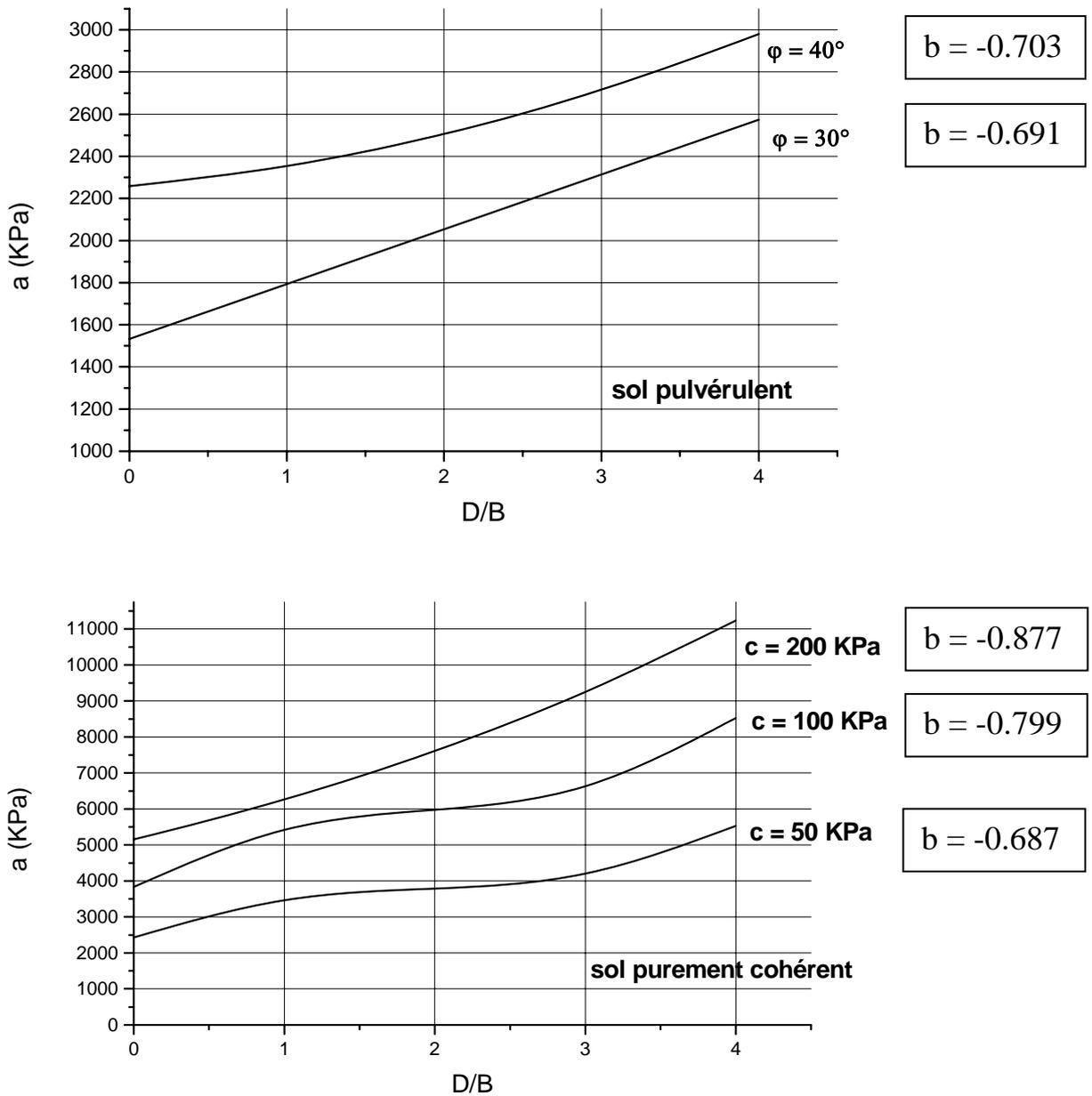


Figure 2.18: Abaque donnant la constante d'ajustement a en fonction de D/B pour sols pulvérulent et purement cohérent Pour $\frac{H}{B} \leq 5$.

Pour des rapport $\frac{H}{B} \geq 5$, nous avons ajusté les valeurs moyenne de la contrainte q_L^{conv} en fonction de l'élancement D/B , et présenter ces valeur sous forme d'abaque. On constate que la contrainte varie linéairement avec l'élancement D/B de la fondation continue pour le sol purement cohérent et le sol pulvérulent lâche, et varie presque linéairement avec D/B pour un sol pulvérulent dense.

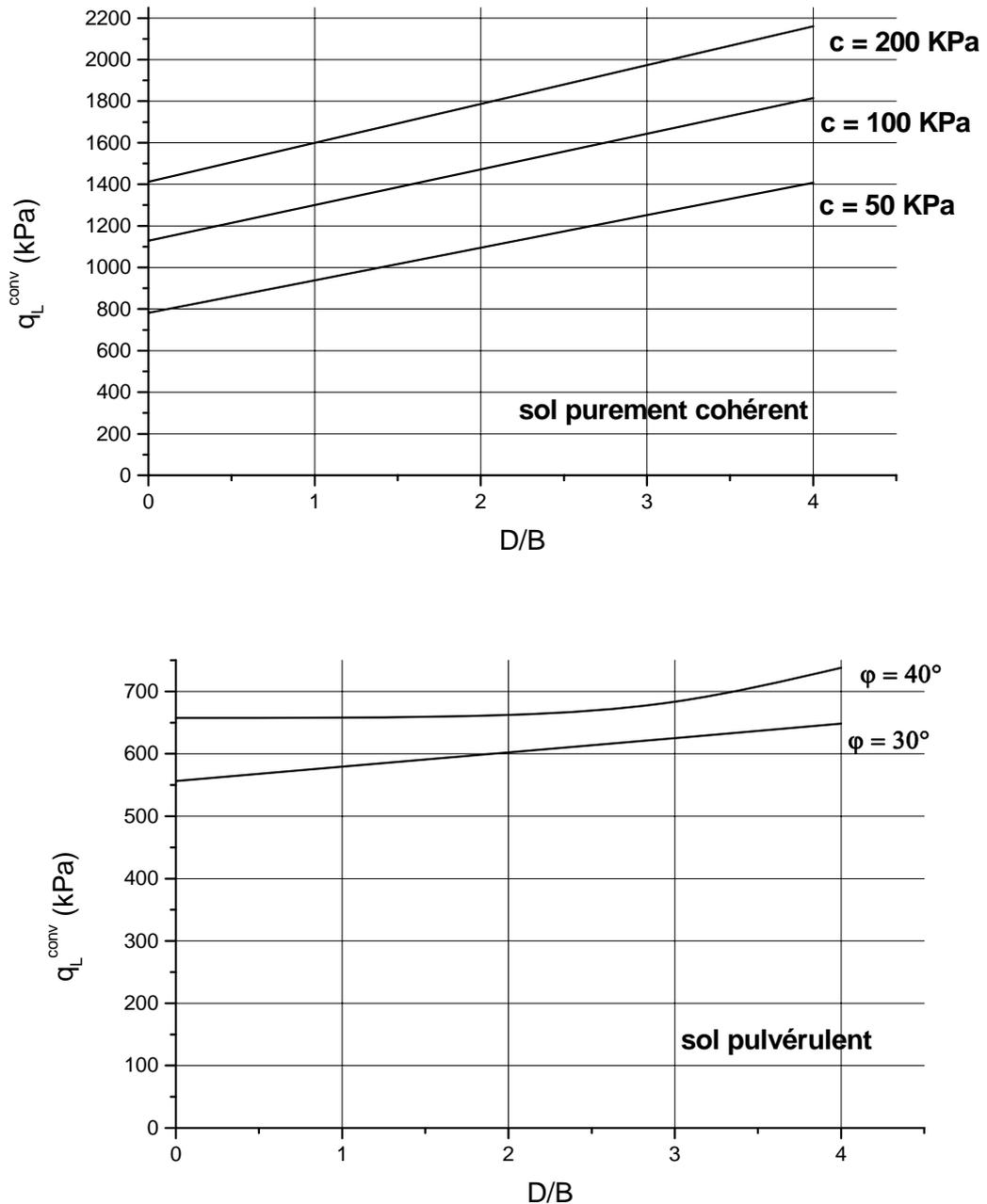


Figure 2.19: Abaque présentant la contrainte limite conventionnelle en fonction de l'élancement D/B pour sols pulvérulent et purement cohérent pour $\frac{H}{B} \geq 5$.

II.6. Conclusion :

L'étude paramétrique par la méthode des éléments finis a comporté l'analyse du comportement des fondations superficielles (circulaires et continues) chargées verticalement dans un massif homogène par le biais d'une modélisation bidimensionnelle.

Sur la base de cette analyse, on peut tirer les conclusions suivantes :

- Les caractéristiques mécaniques du sol n'ont pas d'effet sur la pente α donc sur le tassement.
- La pente α et la contrainte conventionnelle q_l^{conv} augmentent avec l'augmentation de l'élancement D/B.
- L'étude de l'effet du rapport H/B a permis de définir un rapport $\left(\frac{H}{B}\right)_{lim} = 5$ au delà duquel le substratum n'a pas d'effet sur la pente initiale α et la contrainte q_l^{conv} .
- L'effet combiné des paramètres étudiés peut être donné par une loi de puissance.

CONCLUSION

Cette partie est une analyse bidimensionnelle par la méthode des éléments finis du comportement non linéaire des fondations superficielles (circulaires et continues) chargées verticalement.

Un calcul de dimensionnement effectué nous a permis de choisir un modèle approprié qui a été utilisé dans l'étude paramétrique des fondations superficielles (circulaire et continue) chargées verticalement par la méthode des éléments finis par le biais du programme PLAST.

L'analyse dimensionnelle nous a permis de dégager les différentes grandeurs intervenant dans le problème notamment la contrainte limite et la pente. Une formulation était proposée pour ces derniers en fonction de l'élancement et du rapport de la profondeur du sol sur la largeur de la fondation.

Nous avons effectué une étude paramétrique sur la contrainte limite et la pente initiale de la courbe de chargement et nous avons trouvé que ces derniers augmentent avec l'élancement et diminuent avec le rapport de la profondeur du sol sur la largeur de la fondation.

INTRODUCTION

Dans cette partie, on propose de faire une analyse non-linéaire du comportement d'une pointe standard du pénétromètre statique CPT à la base d'une modélisation par éléments finis à comportement non linéaire par le logiciel Z-Soil. On présente au premier chapitre le modèle axisymétrique choisi suite à un dimensionnement préalable.

On étudiera au deuxième chapitre le calcul du facteur de portance pénétrométrique, ainsi que l'effet de l'élancement de la fondation et la nature du sol sur ce dernier.

Enfin, on présente une application des résultats obtenus à l'évaluation de la capacité portante d'une semelle continue et d'une semelle circulaire enfouies dans un massif homogène.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DU MODÈLE

I.1. Introduction :

Afin de calculer le facteur de portance k_c d'une fondation circulaire ou continue par la méthode des éléments finis, on a besoin de calculer la résistance en point q_c en modélisant l'essai standard CPT par éléments finis. Pour cela nous avons opté pour le logiciel Z_Soil voué aux analyses par éléments finis dans le domaine géotechnique.

On présente dans ce qui suit le modèle choisi après un calcul de dimensionnement, puis les résultats obtenus.

I.2. Présentation du logiciel Z-Soil :

Le logiciel Z_Soil a été développé depuis 1985 par Zimmerman à l'école polytechnique fédérale de Lausanne. Il s'agit d'un programme puissant d'analyse des ouvrages géotechniques par la méthode des éléments finis. Il permet la création et la modification des modèles pour analyse en déformation plane ou en axisymétrie, ainsi que l'analyse des problèmes aux interfaces.

Ce programme possède une bibliothèque qui comprend plusieurs types d'éléments avec différentes formes tel que : barre, éléments plans,...etc. L'analyse se fait à l'état initial et sous chargement, avec la possibilité de choisir plusieurs critères de rupture tel que : Mohr-Coulomb, Drucker-Prager,...etc.

Ce logiciel a été utilisé pour simuler le problème de réponse d'une pointe d'un pénétromètre statique CPT chargée dans un massif élastoplastique parfait semi-infini.

On présente dans ce qui suit le modèle utilisé ainsi que les dimensions adoptées pour l'analyse.

I.3. Présentation du modèle :

Le programme Z_Soil a été utilisé en modélisant une pointe d'un pénétromètre statique standard et le sol par des éléments quadratiques à 4 nœuds et des éléments triangulaires à 3 nœuds. Comme le montre la figure 3.1, l'interface entre les éléments adjacents de pointe et ceux du sol est modélisée par des éléments de contact afin de bien simuler l'effet de glissement entre le sol autour de la pointe (Pour plus de détails, voir appendice D).

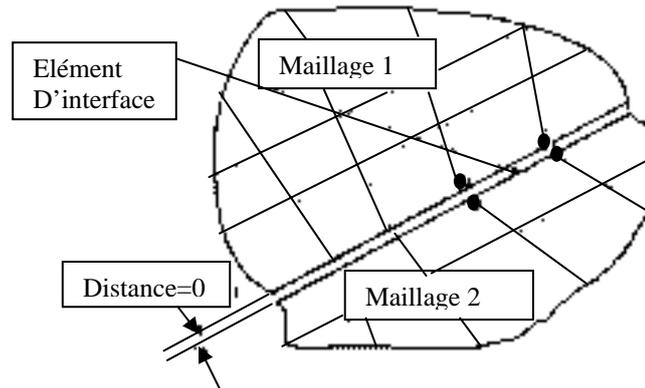


Figure 3.1: Les éléments de contact entre deux corps adjacents

L'intégration numérique (2×2) à 4 points de Gauss est utilisé par le programme pour les éléments quadratiques. Les contraintes sont calculées et données aux 4 points de Gauss ou bien au centre de chaque élément.

Le modèle et le chargement présentent une symétrie par rapport à l'axe central. Ainsi, seul un demi-plan est modélisé en maillage plan, comme le montre la figure 3.2.

Le maillage a été dimensionné par augmentation des dimensions horizontale L_2 et verticale L_1 jusqu'à ce que le déplacement de la pointe se stabilise.

Notons que le modèle est chargé par une pression verticale uniforme au niveau de la pointe.

Les caractéristiques géométriques et mécaniques de la pointe ainsi que les caractéristiques du sol homogène sont données dans le tableau 3.1.

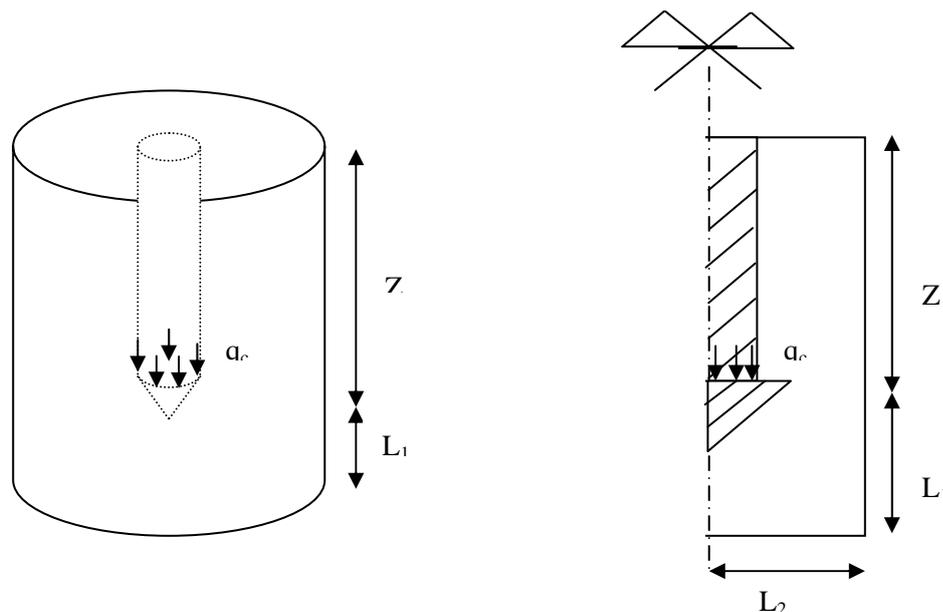


Figure 3.2: Modèle d'étude du problème de pénétration statique

Tableau 3.1: Propriétés du sol et de la pointe étudiée

	Sol		Pointe	
	Pulvérulent	Cohérent		
Module d'Young du sol E_s (MPa)	15	15	Module d'Young de la pointe E_p (MPa)	210000
Coefficient de Poisson du sol ν_s	0.3	0.5	Coefficient de Poisson ν_p	0.3
Poids volumique γ (kN/m ³)	20	20	Poids volumique γ (kN/m ³)	78.5
Angle de frottement ϕ (degré)	30/40	0	Angle de la pointe θ_p (degré)	60
Cohésion c (KPa)	10	50/100/200	Rayon de la pointe R (mm)	17.85
			La hauteur de la pointe h_p (mm)	30.917

La limite horizontale inférieure du modèle a été bloquée de tout déplacement, dans les deux directions ($u = 0, v = 0$), et les limites verticales du maillage selon la seule direction horizontale.

Le maillage de la pointe est relativement serré au voisinage des interfaces où des forts gradients risquent d'apparaître, et le maillage est de plus en plus grossier en s'éloignant de ces zones d'interfaces.

La courbe du déplacement vertical de la pointe S_p en fonction des dimensions du maillage, montre une diminution du déplacement au fur et à mesure qu'on augmente les dimensions du maillage. Selon la figure 3.3, on voit que la stabilité se manifeste pour une dimension latérale L_1 égale à Z , soit une hauteur du maillage égale à $2Z$, et une dimension horizontale L_2 égale aussi à Z .

Les dimensions adoptées finalement pour le maillage sont Z pour la dimension horizontale et $2Z$ pour la dimension verticale.

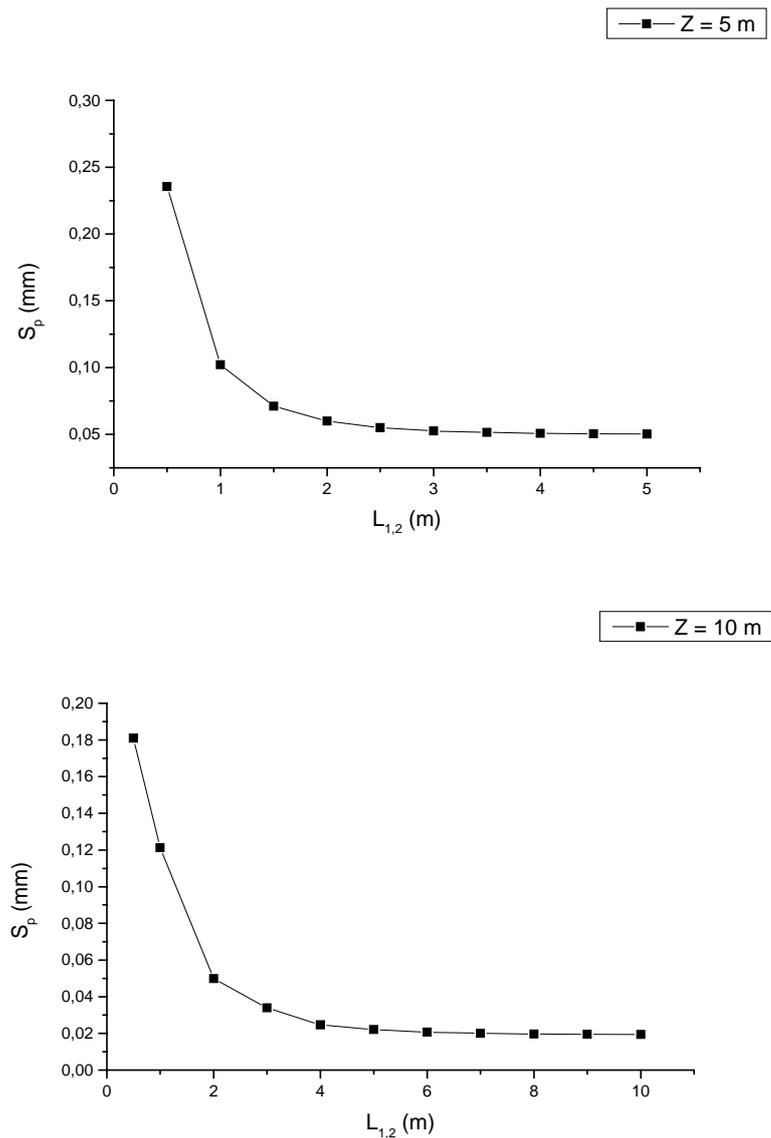


Figure 3.3: Sensibilité du déplacement vertical s_p aux dimensions du maillage.

I.4. Conclusion :

Le problème de pénétration statique d'une pointe a été simulé à l'aide d'un modèle d'éléments finis elastoplastiques.

Le dimensionnement du modèle axisymétrique d'un demi-plan du massif autour de la pointe pénétrométrique nous a permis de choisir un modèle approprié qui sera utilisé dans l'étude d'une pointe pénétrométrique par la méthode des éléments finis par le biais du logiciel Z_Soil.

CHAPITRE II : CALCUL DU FACTEUR DE PORTANCE PÉNÉTRROMÉTRIQUE

II.1. Introduction :

Afin de déterminer le facteur de portance pénétrométrique intervenant dans le calcul de la capacité portante d'une semelle circulaire ou une semelle continue, un calcul numérique de la résistance en pointe q_c a été effectué à travers une modélisation par éléments finis élastoplastiques. Dans ce qui suit on présente la démarche suivie pour la détermination du facteur de portance et les résultats obtenus pour les différents paramètres étudiés.

II.2. Analyse adimensionnelle :

Le théorème des π de Buckingham a été utilisé pour déterminer les différentes grandeurs adimensionnelles intervenant dans le problème.

Les grandeurs intervenant sont regroupées dans l'équation suivante :

$$f\left(E_p, \nu_p, D, B, E_s, \nu_s, \gamma, c, \varphi, q_c, q_l, k_c, q_{ce}^*\right) = 0 \quad (103)$$

Selon ce théorème, cette équation est réduite à l'équation suivante :

$$\Phi\left(\pi_1, \pi_2, \dots, \pi_8, \pi_9\right) = 0 \quad (104)$$

Avec :

$$\pi_1 = \nu_s \quad (106)$$

$$\pi_2 = \nu_p \quad (107)$$

$$\pi_3 = D/B = \text{l'élanement de la fondation} \quad (108)$$

$$\pi_4 = q_l / q_{ce}^* \quad (109)$$

$$\pi_5 = E_p / E_s = \text{rigidité relative} \quad (110)$$

$$\pi_6 = \varphi \quad (111)$$

$$\pi_7 = \frac{\gamma D}{q_{ce}^*} \quad (112)$$

$$\pi_8 = \frac{q_c}{c} \quad (113)$$

$$\pi_9 = \frac{q_l}{q_{ce}^*} - \frac{\gamma D}{q_{ce}^*} = k_c = \text{facteur de portance pénétrométrique} \quad (114)$$

II.3. Résultats de calcul :

La figure 3.4 présente le mouvement d'un sol pulvérulent correspondant à la pénétration de la pointe d'un pénétromètre statique standard. On voit d'après la figure que les déformations du sol le long de la pointe sont grandes et suivent le sens de pénétration de la pointe dans le sol et ces déformations se stabilisent au fur et à mesure qu'on s'éloigne de cette zone.

Cette même figure montre aussi un décollement du sol sous la pointe pénétrométrique qui est dû à la concentration des déformations plastiques autour de la pointe ce qui provoque cette instabilité.

L'ordre de grandeur des déformations plastiques et l'étendue des zones plastiques témoignent que l'on est proche de la rupture.

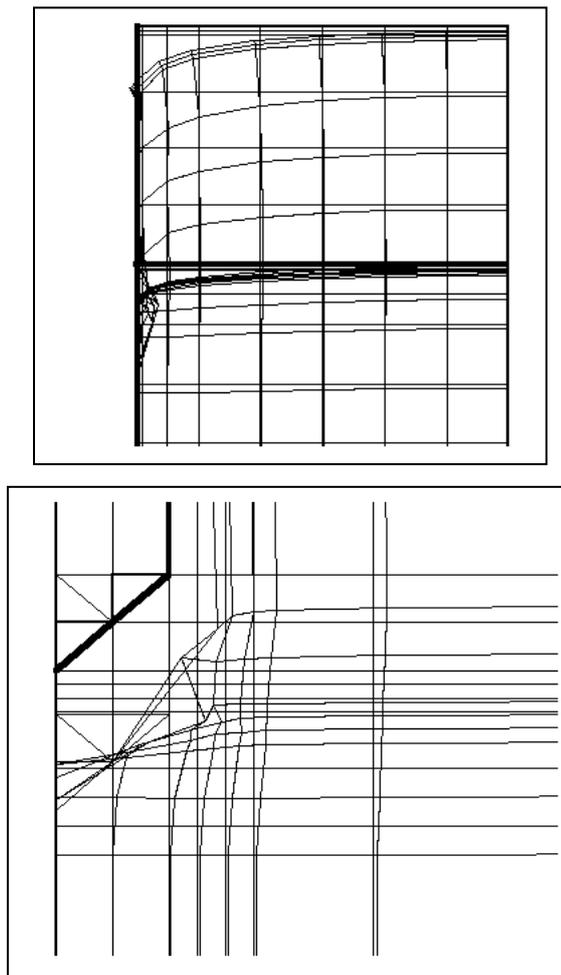


Figure 3.4: Déformation du sol autour de la pointe pénétrométrique.

II.4. Méthode de calcul :

Pour le calcul du facteur de portance k_c , on a adopté la démarche suivante :

1- Détermination de la résistance en pointe q_c en démarrant des profondeurs initiales suivantes : 1, 2, 3, 4, 5 m et en allant à un enfoncement s_p égal à 1m, en appliquant une pression verticale uniforme par des incréments croissants. Cela pour sols pulvérulents et purement cohérents.

2- Etudier la relation $q_c = f(\gamma * Z)$, Z étant la profondeur initiale de la pointe par rapport à la surface du sol, et γ est le poids volumique du sol. De ce fait $(\gamma * Z)$ n'est autre que la contrainte verticale initiale à cette profondeur.

3- Calculer une résistance nette : $q_c^*(Z) = q_c(Z) - \gamma * Z$ (115)

4- Calculer une résistance nette équivalente sur une profondeur de $3B/2$ sous la base de la fondation [15] :

$$q_{ce}^* = \frac{1}{3B/2} \int_D^{D+3B/2} q_c^*(Z) dZ \quad (116)$$

(B = largeur de la fondation)

5- calculer le facteur de portance pénétrométrique [15] :

$$k_c = \frac{q_l^{conv} - \gamma * D}{q_{ce}^*} \quad (117)$$

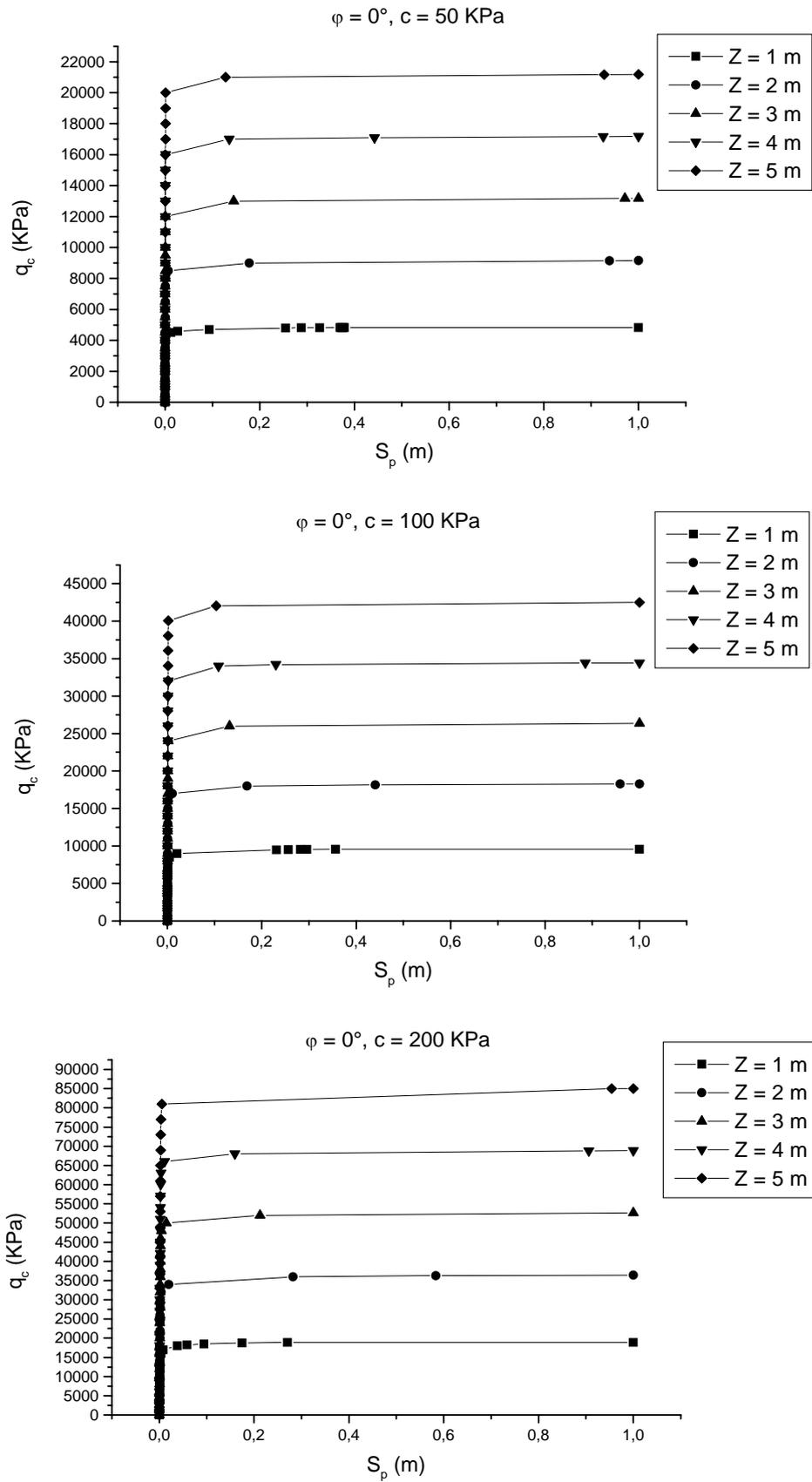
q_l^{conv} = contrainte limite conventionnelle calculée à partir des résultats de PLAST présentés à la partie II. Les résultats obtenus sont représentés sous forme de tableaux et graphes, pour les différentes valeurs de l'élancement D/B et pour un sol d'épaisseur infinie (H/B = 20).

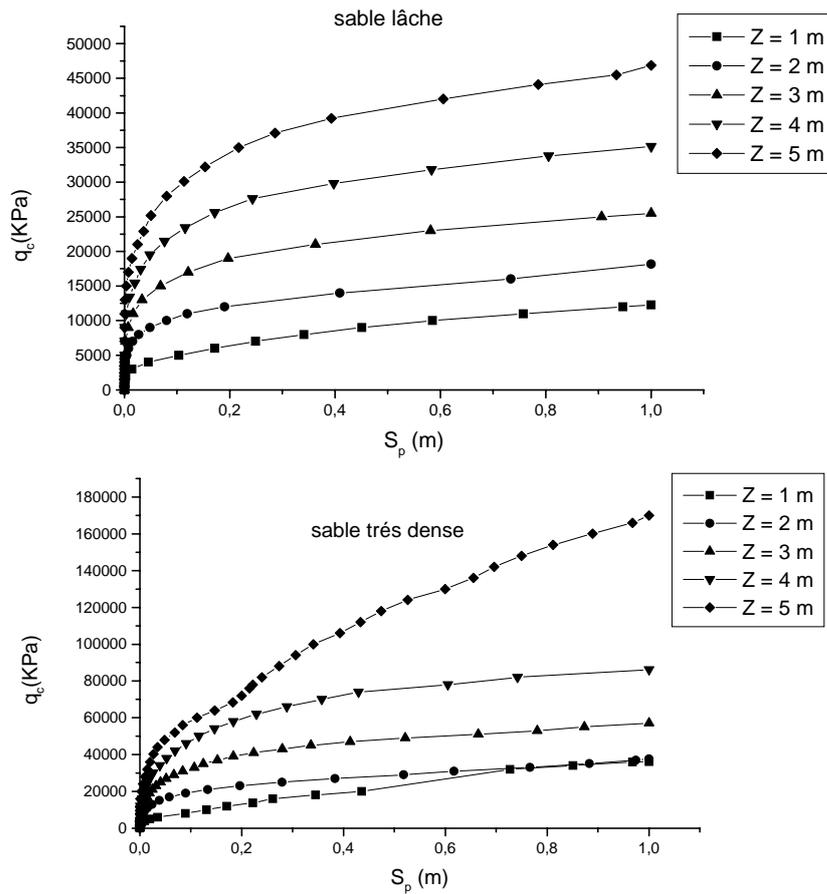
II.5. Résultats et interprétation :

II.5.1. Courbes de chargement :

Les diagrammes de résistance en pointe q_c en fonction de l'enfoncement de la pointe s_p présentent une allure hyperbolique pour les différentes profondeurs étudiées.

Les figures 3.5 et 3.6, montrent que la résistance en pointe q_c augmente avec la profondeur initiale de la pointe.

Figure 3.5: Diagrammes de résistance en pointe $q_c = f(s_p)$ pour sol fin saturé

Figure 3.6: Diagrammes de résistance en pointe $q_c = f(s_p)$ pour sol pulvérulent

II.5.2. Relation entre la résistance en pointe q_c et la contrainte verticale initiale σ_{v0} :

Selon la figure 3.7, la relation $q_c = f(\gamma^*Z)$ est sensiblement linéaire et l'ajustement a donné un coefficient de régression supérieur à 99%.

Donc l'allure linéaire de la relation $q_c = f(\gamma^*Z)$ est confirmée pour les deux types de sols : pulvérulent et cohérent.

Les résultats de l'ajustement sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 3.2: Résultats de l'ajustement linéaire de $q_c = f(\gamma^*Z)$

Nature du sol	Formule d'ajustement	a (kPa)	b	Coefficient d'ajustement R(%)
Sable lâche ($\varphi = 30^\circ$)	$q_c(Z) = b.(\gamma^*Z)$	0.0	454.5433	99.1
Sable très dense ($\varphi = 40^\circ$)	$q_c(Z) = b.(\gamma^*Z)$	0.0	1045.954	96.8
Argile molle ($c = 50$ kPa)	$q_c(Z) = a + b.(\gamma^*Z)$	890.031	203.587	99.9
Argile très compacte ($c = 200$ kPa)	$q_c(Z) = a + b.(\gamma^*Z)$	2960.69	823.377	99.9

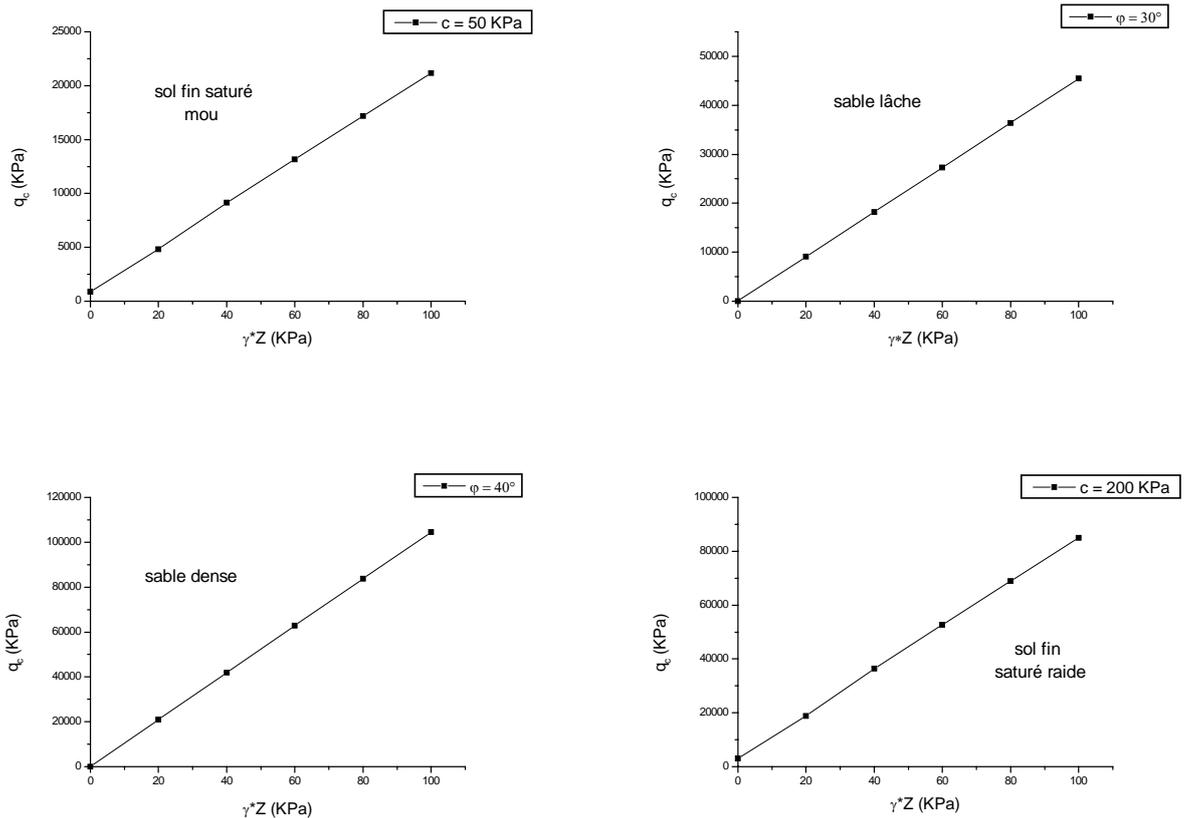


Figure 3.7: Diagrammes de $q_c = f(\gamma^*Z)$ pour sol pulvérulent et sol cohérent

II.5.3. Facteur de portance pénétrométrique k_c :

D'après les tableaux (3.4 et 3.6) et les figures (3.8 et 3.9) représentant le facteur de portance k_c en fonction de l'élançement de la fondation D/B , on voit que le facteur de portance pénétrométrique k_c diminue avec l'augmentation de l'élançement D/B de la fondation, et se stabilise pour $D/B > 1$. Cette variation est vraie aussi bien pour le sol pulvérulent que pour le sol purement cohérent.

Nous avons présenté un fuseau limité par les valeurs du sable lâche et celles d'un sable très dense pour un sol pulvérulent, et un autre fuseau limité par les valeurs extrêmes d'une argile molle et celles d'une argile très compacte.

Tableau 3.3: Valeurs de la résistance nette équivalente q_{ce}^* (kPa) (semelle circulaire)

D/B	$\varphi = 30^\circ$		$\varphi = 40^\circ$		C = 50 KPa		C = 200 KPa	
	q_{ce}^*	q_l^{conv}	q_{ce}^*	q_l^{conv}	q_{ce}^*	q_l^{conv}	q_{ce}^*	q_l^{conv}
0	6803.15	984.55	15674.32	1581.34	3928.836	1216.95	15296.345	2559.96
1	15874.02	850.412	36573.404	1241.54	7980.576	972.67	31743.885	1910.42
2	24944.88	1043.51	57472.49	1424.91	12032.316	1509.25	48191.425	3056.97
3	34015.75	1134.79	78371.58	1715.63	16084.056	1850.39	64638.965	3844.42
4	43086.61	1312.99	99270.67	2043.11	20135.796	2653.03	81086.505	5060.3

Tableau 3.4: Valeurs de K_c pour $H/B = 20$ (semelle circulaire)

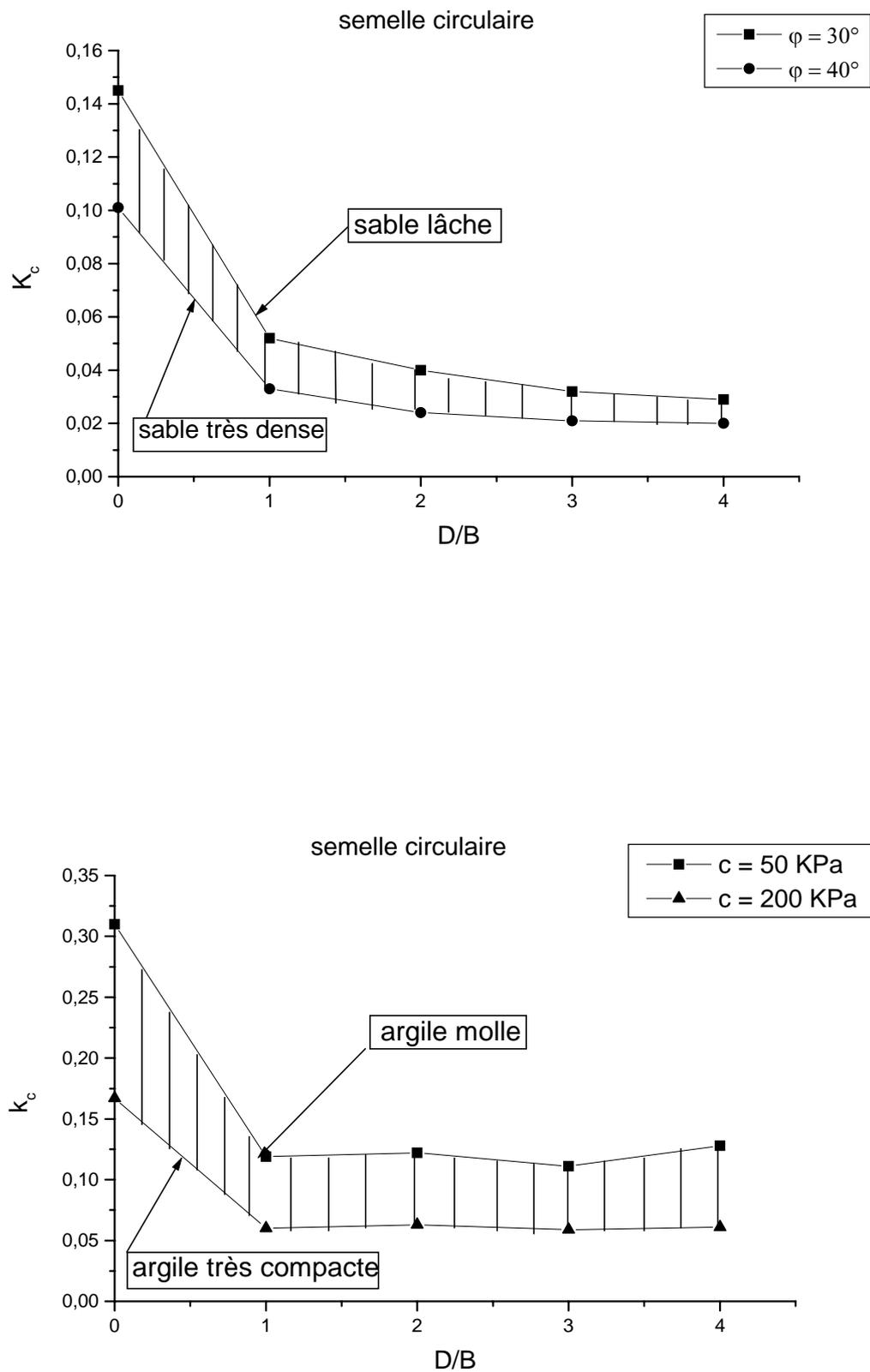
D/B	K_c			
	$\varphi = 30^\circ$	$\varphi = 40^\circ$	C = 50 KPa	C = 200 KPa
0	0.145	0.101	0.310	0.167
1	0.052	0.033	0.119	0.060
2	0.040	0.024	0.122	0.063
3	0.032	0.021	0.111	0.059
4	0.029	0.020	0.128	0.061

Tableau 3.5: Valeurs de la résistance nette équivalente q_{ce}^* (kPa) (semelle continue)

D/B	$\varphi = 30^\circ$		$\varphi = 40^\circ$		C = 50 KPa		C = 200 KPa	
	q_{ce}^*	q_l^{conv}	q_{ce}^*	q_l^{conv}	q_{ce}^*	q_l^{conv}	q_{ce}^*	q_l^{conv}
0	6803.15	533.17	15674.32	708.27	3928.836	673.22	15296.345	1256.93
1	15874.02	488.548	36573.404	557.711	7980.576	1133.99	31743.885	1741.39
2	24944.88	511.9	57472.49	548.008	12032.316	1042.85	48191.425	1759.83
3	34015.75	516.543	78371.58	541.51	16084.056	1106.10	64638.965	1838.15
4	43086.61	548.93	99270.67	576.00	20135.796	1298.27	81086.505	1977.06

Tableau 3.6: Valeurs de K_c pour $H/B = 20$ (semelle continue)

D/B	K_c			
	$\varphi = 30^\circ$	$\varphi = 40^\circ$	C = 50 KPa	C = 200 KPa
0	0.078	0.045	0.171	0.082
1	0.030	0.015	0.139	0.054
2	0.019	0.009	0.083	0.036
3	0.013	0.006	0.065	0.028
4	0.011	0.005	0.061	0.023

Figure 3.8: Variation de k_c en fonction de l'élancement D/B d'une semelle circulaire

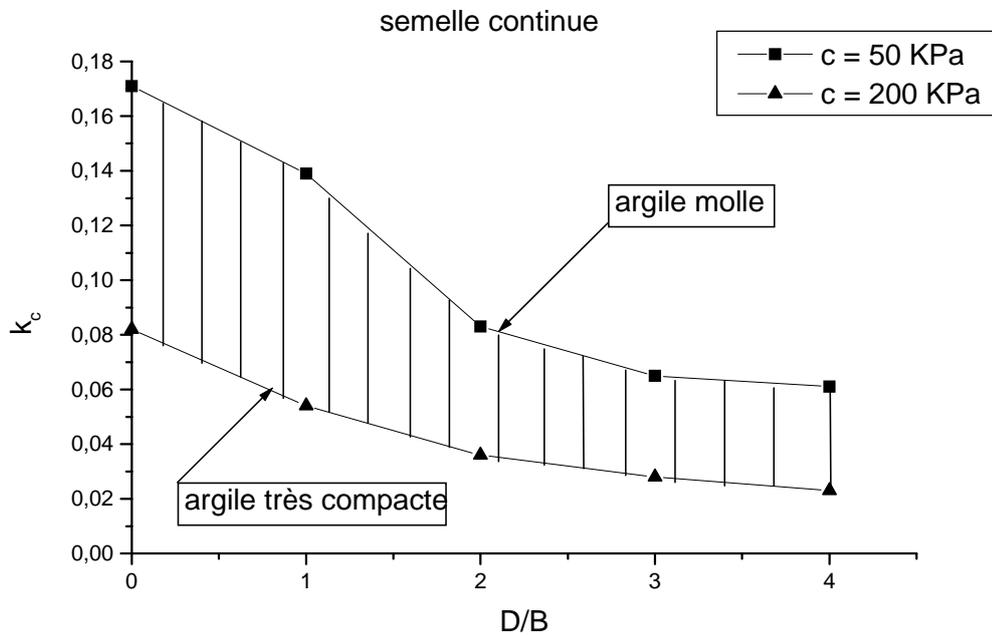
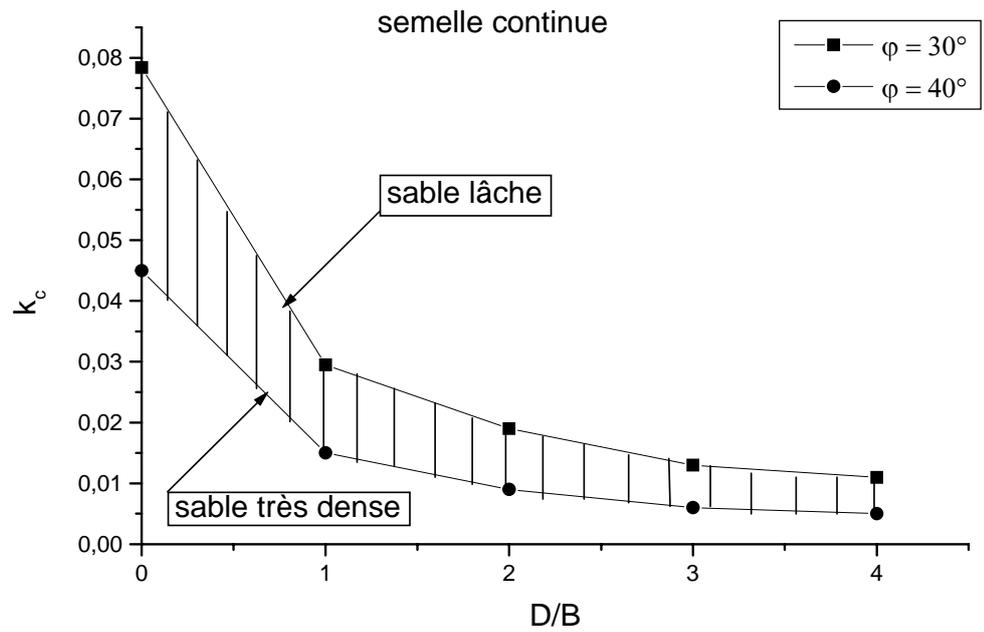


Figure 3.9: Variation de k_c en fonction de l'élancement D/B d'une semelle continue.

Dans l'ensemble des résultats obtenus, le facteur de portance pénétrométrique k_c diminue avec l'augmentation de l'élanement D/B de la fondation, mais on peut définir des valeurs moyennes pour un élanement plus grand que 1, qui s'inscrivent dans les fuseaux des figures 3.8 et 3.9. Ces résultats sont présentés dans le tableau 3.7.

Tableau 3.7: Valeurs moyennes de K_c pour $D/B > 1$ ($H/B = 20$)

D/B	Valeurs moyenne de K_c Pour une semelle circulaire		Valeurs moyenne de K_c Pour une semelle continue	
	Sol pulvérulent	Sol purement cohérent	Sol pulvérulent	Sol purement cohérent
2	0.032	0.093	0.014	0.060
3	0.027	0.085	0.010	0.047
4	0.025	0.095	0.008	0.042

II.6. Etude comparative:

Une étude comparative des valeurs de k_c ainsi trouvées avec celle données par le Fascicule 62 et DTU 13-12 est présentée dans ce qui suit.

II.6.1. Comparaison avec le Fascicule 62 :

Selon le fascicule 62 [15], la valeur du facteur de portance k_c est donnée par les expressions suivantes en fonction de la nature du sol, de la profondeur d'encastrement relative D_e/B et du rapport de la largeur B à la longueur L de la semelle.

$$\text{Pour les argiles : } k_c = 0.32 \cdot \left[1 + 0.35 \cdot \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right] \quad (118)$$

$$\text{Pour les sables lâches : } k_c = 0.14 \cdot \left[1 + 0.35 \cdot \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right] \quad (119)$$

$$\text{Pour les sables compacts : } k_c = 0.08 \cdot \left[1 + 0.80 \cdot \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right] \quad (120)$$

Avec :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_c(Z) dZ \quad (121)$$

Les résultats obtenus sont donnés sous formes graphiques.

II.6.1.1. Sol pulvérulent :

D'après les figures (3.10 et 3.11) de variation de k_c pour semelles circulaire et continue, on voit que les valeurs de k_c données par le Fascicule 62 augmentent linéairement (de 0.14 à 0.223 pour sable lâche et de 0.08 à 0.188 pour sable très dense) avec l'élanement D/B , ceci pour les deux types de sols. Les valeurs proposées de k_c diminuent (de 0.145 à 0.029 pour sable lâche et de 0.101 à 0.02 pour sable très dense) avec l'augmentation de l'élanement D/B .

II.6.1.2. Sol purement cohérent :

De même pour l'argile saturée, les graphes (3.10 et 3.11) de variation de k_c pour semelles circulaire et continue, montrent que les valeurs de k_c données par le Fascicule 62 croissent de façon linéairement (de 0.32 à 0.52) avec l'élanement D/B , alors que les valeurs proposées de k_c pour argile molle (de 0.31 à 0.128) et argile très compacte diminuent (de 0.167 à 0.061) avec l'augmentation de l'élanement D/B .

Noter que les expressions de k_c données par le Fascicule 62 sont s'appliquent pour le calcul d'une fondation superficielle isolée, alors que notre calcul est fait pour semelle circulaire et semelle continue de longueur $B \ll L$.

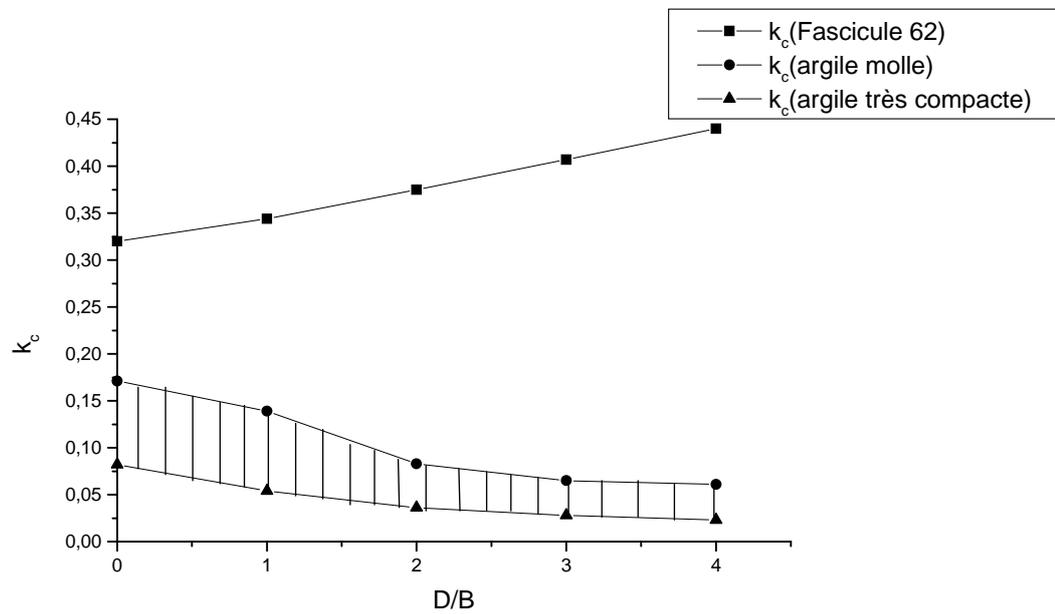
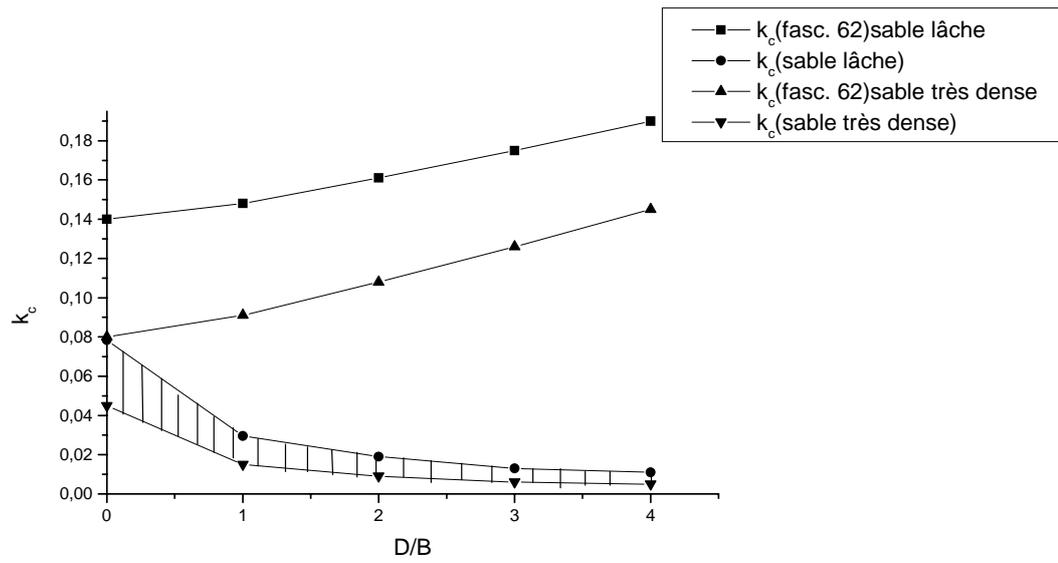


Figure 3.10: Comparaison des valeurs proposées de k_c avec celles données par le Fascicule 62 pour semelle circulaire

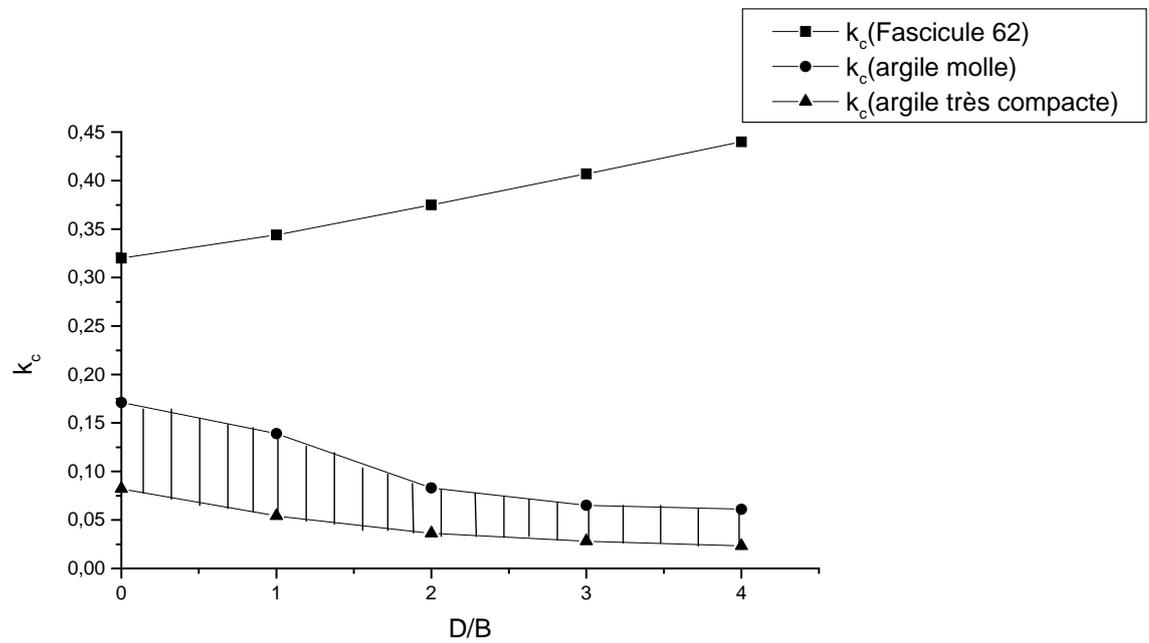
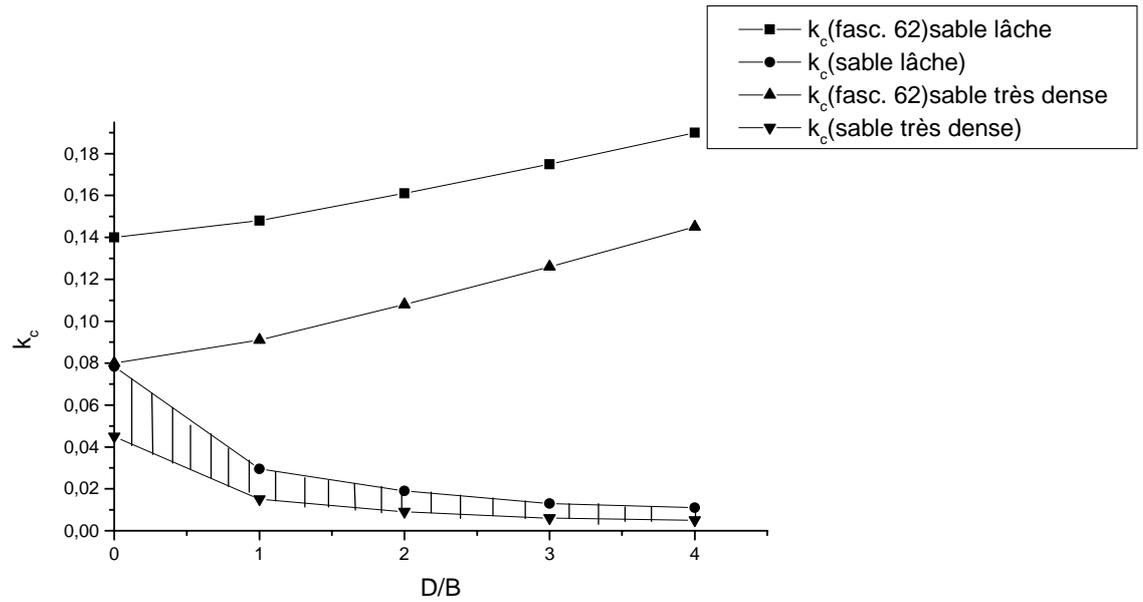


Figure 3.11: Comparaison des valeurs proposées de k_c avec celles données par le Fascicule 62 pour semelle continue

II.6.2. Comparaison avec le DTU 13.12 :

Selon le DTU 13.12 [16], le facteur de portance k_c est donné par abaque en fonction des dimensions de la fondation B et L, de l'élançement et la nature du sol selon la formulation suivante :

$$\text{- semelle rectangulaire : } k_c = k_{c1} \cdot \frac{B}{L} + k_{c0} \cdot \left(1 - \frac{B}{L}\right) \quad (122)$$

$$\text{- semelle carrée (B/L = 1): } k_c = k_{c1} \quad (123)$$

$$\text{- semelle filante (B/L = 0): } k_c = k_{c0} \quad (124)$$

k_{c1} et k_{c0} : facteurs de portance.

Les résultats obtenus sont groupés dans les tableaux 3.8 et 3.9 :

Tableau 3.8: valeurs de k_c pour une semelle carrée selon DTU 13.12

D/B	k_c	
	Argile et limon	Sable et gravier
0	0.220	0.080
0.5	0.384	0.199
1.0	0.438	0.240
1.5	0.452	0.247

Tableau 3.9: valeurs de k_c pour une semelle filante selon DTU 13.12

D/B	k_c	
	Argile et limon	Sable et gravier
0	0.220	0.080
0.5	0.301	0.151
1.0	0.340	0.171
1.5	0.340	0.171

II.6.2.1. Sol pulvérulent :

Les figures (3.12 et 3.13) de variation de k_c pour semelles circulaire et continue, montrent que la courbe des valeurs de k_c données par le DTU 13.12 a une allure hyperbolique en augmentant (de 0.08 à 0.247 pour semelle carrée et de 0.08 à 0.171 pour semelle filante) avec l'augmentation de l'élancement D/B. alors, les valeurs proposées de k_c diminuent (de 0.123 à 0.035 pour semelle circulaire et de 0.062 à 0.021 pour semelle continue) avec de l'élancement D/B.

Le seul point en commun entre les valeurs expérimentales de k_c et celles proposées, c'est qu'elles se stabilise au delà de élancement D/B égal à 1.

II.6.2.2. Sol purement cohérent :

De même pour l'argile saturée, les graphes (3.12 et 3.13) pour semelles circulaire et continue, montrent que la courbe des valeurs expérimentales de k_c données par le DTU 13.12 varie de façon hyperbolique (de 0.22 à 0.452 pour semelle carrée et de 0.22 à 0.34 pour semelle filante) avec l'augmentation de l'élancement D/B, alors que les valeurs proposées de k_c pour argile molle et argile très compacte diminuent avec l'élancement D/B (de 0.196 à 0.108 pour semelle circulaire et de 0.127 à 0.07 pour semelle continue). Les deux courbes se stabilisent au delà de D/B égal à 1.

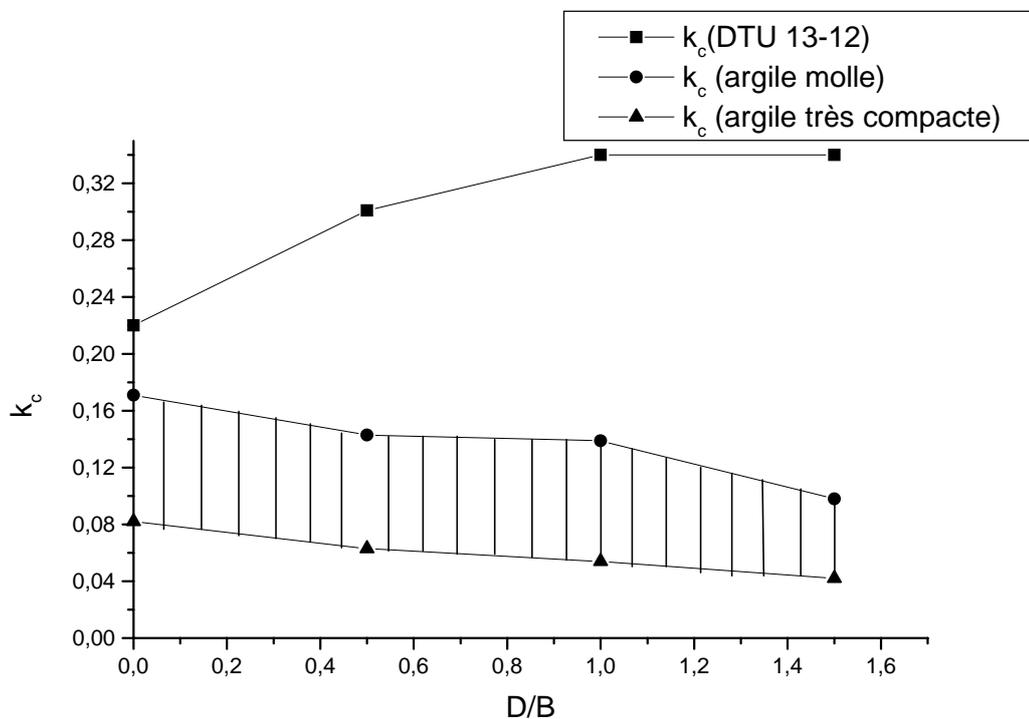
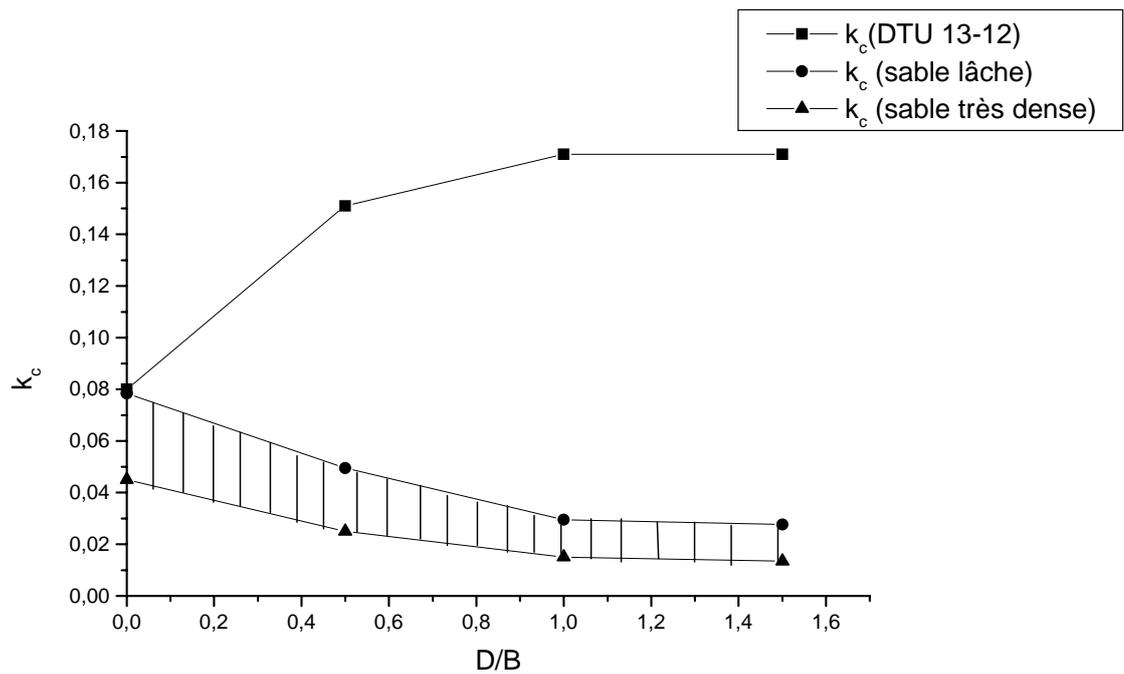


Figure 3.12: Comparaison des valeurs proposées de k_c avec celles données par DTU 13-12 pour semelle circulaire

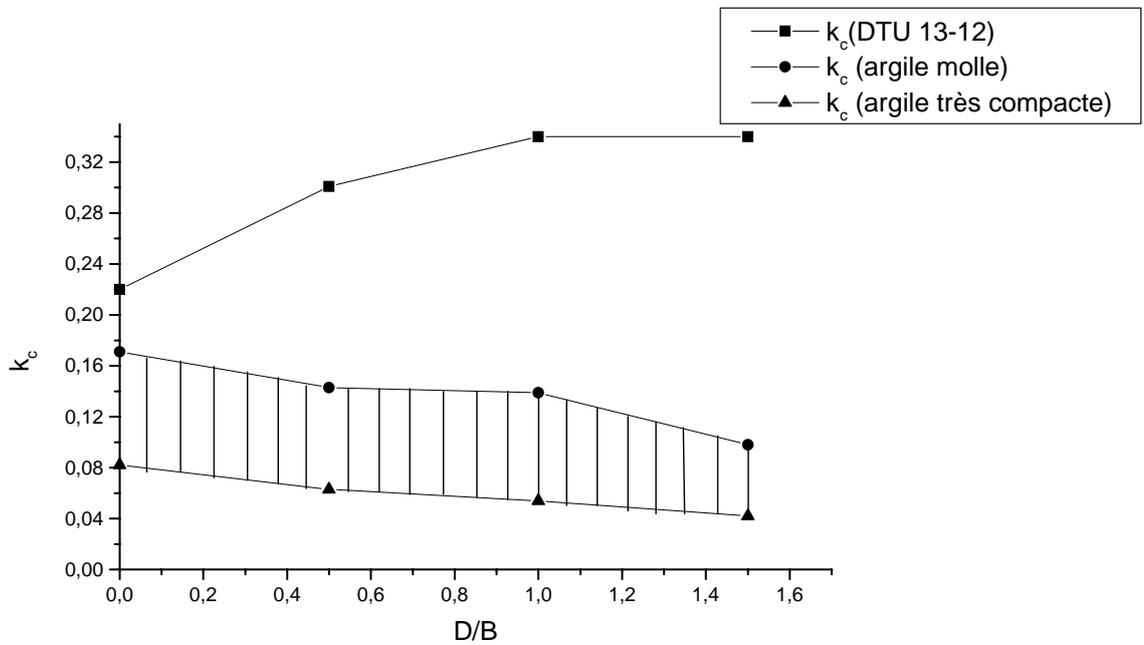
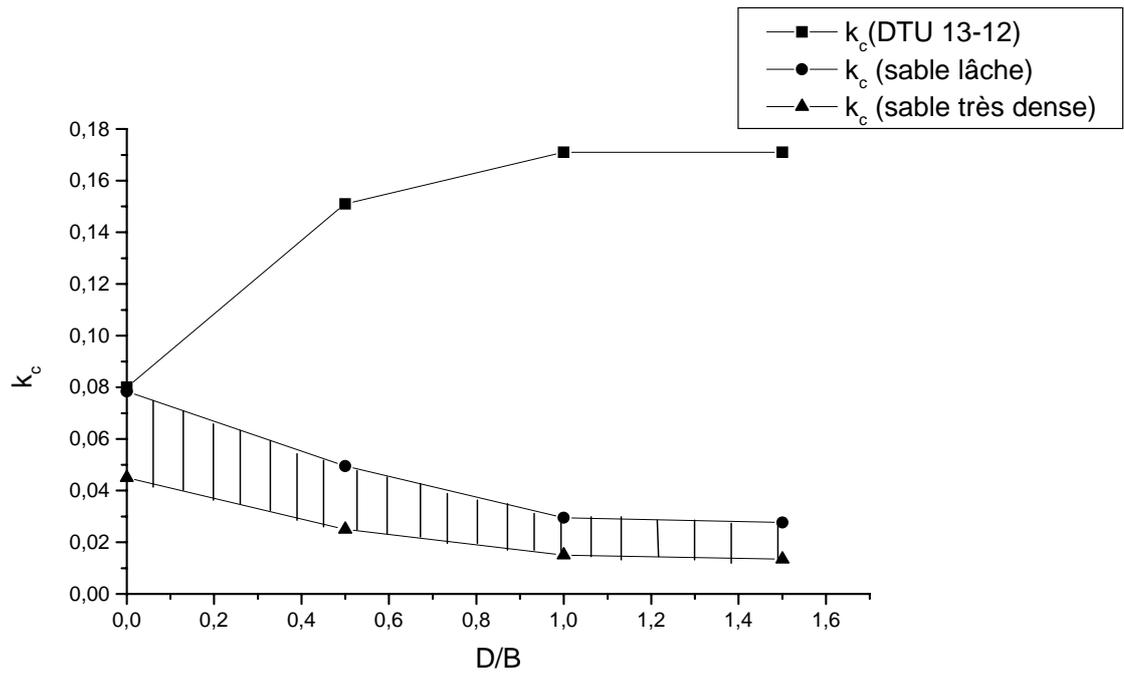


Figure 3.13: Comparaison des valeurs proposées de k_c avec celles données par DTU 13-12 pour semelle continue.

II.7. Applications sur le facteur de portance k_c :II.7.1. Cas d'une semelle circulaire :

Un réservoir d'eau est fondé sur un radier circulaire de diamètre égal à 31m, et ancré à 0.5m de profondeur. Le sol est constitué d'une argile saturée, de grande profondeur. La couche d'argile a les caractéristiques géotechniques suivantes :

Z (m)	0.0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
q_c (MPa)	0.890	4.835	9.157	13.173	17.178	21.183

On se propose de déterminer la contrainte limite de calcul et le facteur de portance.

Nous avons :

$$D/B = 0.5/31 = 0.016$$

Calcul de la résistance nette équivalente :

$$\text{Pour argile molle : } q_c(Z) = 890.031 + 203.587 \cdot (\gamma \cdot Z)$$

$$q_{ce}^* = \frac{1}{3B/2} \int_D^{D+3B/2} q_c^*(Z) dZ$$

D'où :

$$q_{ce}^* = \frac{1}{46.5} \int_{0.5}^{0.5+46.5} [890.031 + 203.587 \cdot (\gamma \cdot Z) - \gamma \cdot Z] dZ$$

$$q_{ce}^* = \frac{1}{46.5} \left[890.031 \cdot Z + 202.587 \cdot \gamma \cdot \frac{Z^2}{2} \right]_{0.5}$$

$$q_{ce}^* = 97118.86 \text{ KPa}$$

Détermination de k_c :

D'après les résultats trouvés (voir tableau 3.4)

$$\text{Pour } D/B = 0 \quad 0.310 < k_c < 0.167 \quad k_{c\text{moy}} = 0.239$$

$$\text{Pour } D/B = 1 \quad 0.119 < k_c < 0.060 \quad k_{c\text{moy}} = 0.09$$

Donc, pour $D/B = 0.016$ le facteur de portance pénétrométrique $k_c = 0.237$

Calcul de la contrainte limite :

$$q_l = q_0 + k_c \cdot q_{ce}^* = \gamma D + k_c \cdot q_{ce}^* = 20 \cdot 0.5 + 0.237 \cdot 97118.86$$

$$q_l = 23.03 \text{ MPa}$$

II.7.2. Cas d'une semelle continue :

Un hangar de stockage est fondé sur des semelles continues de dimensions (10×1m) ancrées à 1m de profondeur. Le site est constitué d'une couche homogène d'argile saturée épaisse de 5m par rapport au terrain naturel. Les caractéristiques géotechniques de la couche d'argile

Z (m)	0.0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0
q _c (MPa)	2.961	18.873	36.445	52.648	68.833	85.017

On se propose de déterminer la contrainte limite de calcul et le facteur de portance.

Nous avons :

$$D/B = 1/1 = 1,$$

Calcul de la résistance nette équivalente :

Pour argile très compacte : $q_c(Z) = 2960.69 + 823.377 \cdot (\gamma \cdot Z)$

$$q_{ce}^* = \frac{1}{3B/2} \int_D^{D+3B/2} q_c^*(Z) dZ$$

$$q_{ce}^* = \frac{1}{1.5} \left[2960.69 \cdot Z + 822.377 \cdot \gamma \cdot \frac{Z^2}{2} \right]_1^{2.5} = 31743.885 \text{ KPa}$$

Détermination de k_c :

D'après les résultats obtenus (voir tableau 3.6), pour un élancement D/B = 1 d'une semelle continue le facteur de portance pénétrométrique k_c = 0.054

Calcul de la contrainte limite :

$$q_l = q_0 + k_c \cdot q_{ce}^* = \gamma D + k_c \cdot q_{ce}^* = 20 \cdot 1.0 + 0.054 \cdot 31743.885$$

$$q_l = 1.734 \text{ MPa}$$

II.8. Conclusion:

L'étude du facteur de portance par la méthode des éléments finis, à permis de tirer les conclusions suivantes.

La courbe de chargement résistance en pointe en fonction de l'enfoncement de la pointe suit une loi hyperbolique.

La relation de la résistance en pointe en fonction de la contrainte initiale a une allure linéaire pour un sol homogène.

L'analyse du facteur de portance pour une semelle circulaire et une semelle continue, montre que ce dernier diminue lorsque l'élançement augmente, puis se stabilise pour un élançement supérieur à un.

L'étude comparative des valeurs proposées du facteur de portance pénétrométrique avec celles données par le Fascicule 62 et le DTU 13.12, montre qu'en général, les valeurs réglementaires du facteur de portance k_c sont plus grandes et en discordance avec celles données par la méthode des éléments finis. Ces dernières mènent donc à un calcul sécuritaire de la capacité portante.

CONCLUSION

Cette partie est une analyse bidimensionnelle par la méthode des éléments finis du comportement d'une pointe standard du pénétromètre statique CPT.

Un calcul de dimensionnement était effectué et nous a permis de choisir un modèle approprié pour l'étude d'une pointe pénétrométrique par la méthode des éléments finis par le biais du logiciel Z_Soil.

Le calcul du facteur de portance pénétrométrique par la méthode des éléments finis, à permis de proposer des fuseaux de valeurs extrêmes pour un sol pulvérulent et un sol purement cohérent pour deux types de fondation circulaire et continue, où on voit que Les valeurs de k_c diminuent avec l'augmentation de l'élancement D/B .

La comparaison des valeurs proposés de k_c avec celles des règlements Fascicule 62 et le DTU 13.12 montre qu'en général, les valeurs réglementaires du facteur de portance sont plus grands que celles données par la méthode des élément finis et que leurs variation avec D/B diffèrent. Donc il y a une discordance entre les valeurs réglementaires (expérimentales) de k_c et les valeurs données par la méthode des éléments finis (théoriques). Ces dernières mènent donc à un calcul sécuritaire de la capacité portante.

INTRODUCTION

Le premier chapitre de cette partie comprend une présentation d'une base de données d'essai de chargement des fondations superficielles en vraie grandeur avec une étude statistique sur les données expérimentales disponible dans la base.

Après la présentation au premier chapitre du modèle choisi à partir d'une analyse dimensionnelle, on décrit au deuxième chapitre la méthodologie d'interprétation des résultats des essais de chargement des fondations ainsi que l'analyse des résultats obtenus, notamment les différents facteurs de portance.

Le dernier chapitre présente une étude comparative des facteurs de portance de la base de données avec ceux recommandées dans les différentes méthodes de calcul.

CHAPITRE I : PRÉSENTATION DE LA BASE DE DONNÉES

I.1. Introduction :

Une base de données est en général un ensemble organisé de données qui peut être consulté et contrôlé par un système de gestion de données permettant d'effectuer la recherche, le choix, la fusion de données ou l'analyse statistique, ainsi que toute autre requête relative à ces données. Les bases de données comptent à l'heure actuelle de nombreux domaines de mise en pratique.

On présente dans ce qui suit une base de données d'essais de chargement vertical des fondations superficielles en vraie grandeur.

I.2. Présentation de la base de données :

La base de données a été construite à partir de la collecte des données extraites de la littérature mondiale sur les essais de chargement des fondations superficielles, et dont les données sont classées comme suit :

- Données sur l'essai : le pays, le site, l'ouvrage, la date de l'essai,...etc.
- Données sur la fondation : la géométrie (forme de la section, largeur, longueur et fiche), et le matériau de la fondation.
- Données sur le chargement : type de chargement, programme de chargement,...etc.
- Résultats expérimentaux : les déplacements pour chaque incrément de charge.
- Données concernant la nature du sol et les essais in-situ réalisés pour la caractérisation du site.

Un spécimen de la fiche synthétique des essais de chargement est présenté en appendice E.

La figure 4.1 illustre la répartition géographique des sites expérimentaux étudiés.



Figure 4.1: Répartition géographique des sites expérimentaux (marqués par ●)

I.3. Etude statistique :

Afin d'avoir une idée claire sur les données disponibles dans la base de données, une étude statistique a été menée sur quelques paramètres tels que la géométrie de la fondation et la nature du sol. Les résultats ont été présentés dans ce qui suit en pourcentage, sous forme de camembert.

I.3.1. Géométrie de la fondation :

Il est nécessaire de classer les fondations en différentes catégories selon leurs formes pour différents types de sols.

- Sable :

Comme le montre la figure 4.2, environ deux tiers des fondations étudiées sont de section carrée. Celles de section rectangulaire représentent environ le quart.

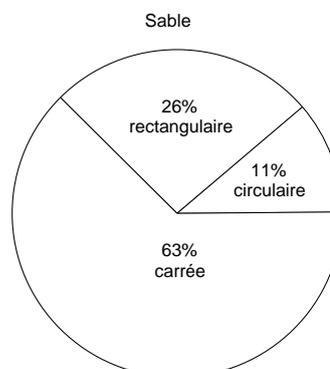


Figure 4.2: Distribution en pourcentage des fondations selon la forme géométrique de leurs sections pour un sol sableux.

- Gravier :

Selon la figure 4.3, la moitié des fondations étudiées dans les sols graveleux sont de section carrée. Presque la moitié restante est de section rectangulaire avec un faible pourcentage pour les sections circulaire.

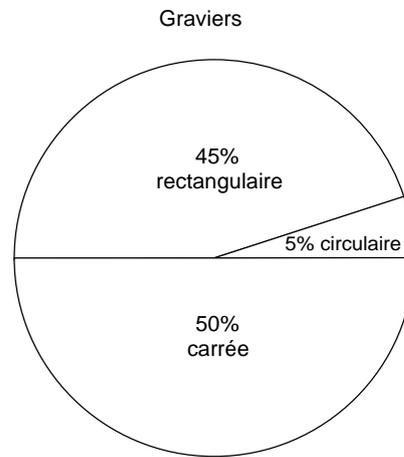


Figure 4.3: Distribution en pourcentage des fondations selon la forme géométrique de leurs sections pour un sol graveleux

- Argile et calcaire :

Pour ces types de sols, tous les cas étudiés sont des fondations de section carrée, comme le montre la figure 4.4.

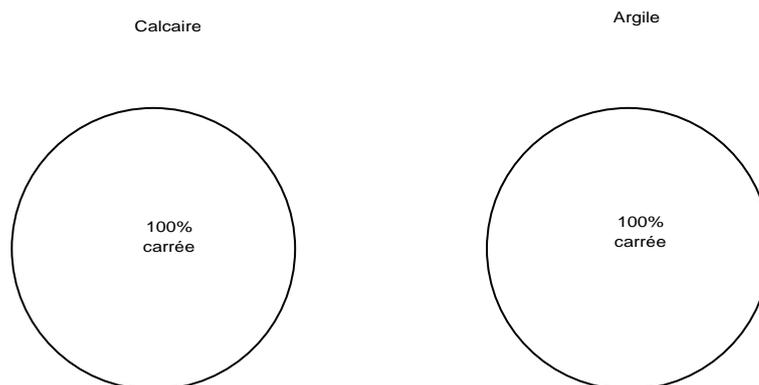


Figure 4.4: Distribution en pourcentage des fondations selon la forme géométrique de leurs sections pour argile et craie.

- Limon :

Selon la figure 4.5, deux tiers des fondations étudiées sont de section carrée. Le tiers restant représente les fondations de forme rectangulaire.

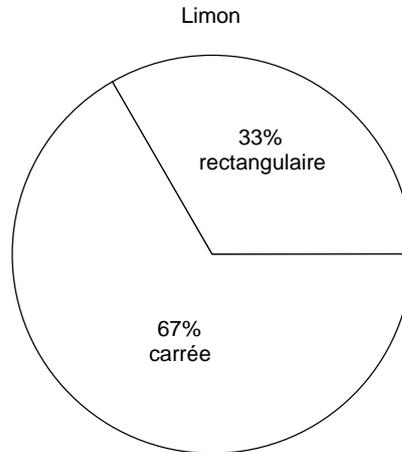


Figure 4.5: Distribution en pourcentage des fondations selon la forme géométrique de leurs sections pour un sol limoneux.

I.3.2. Nature du sol :

Comme le montre la figure 4.6, environ 80% des sites expérimentaux sont composés de sol pulvérulents (sable et/ou graviers). Environ 20 % des sites étudiés sont des sols cohérents, comportant des sols argileux, limoneux et craie.

Donc la plupart des sites étudiés sont des sols pulvérulents et la forme prépondérante de la fondation est la section carrée.

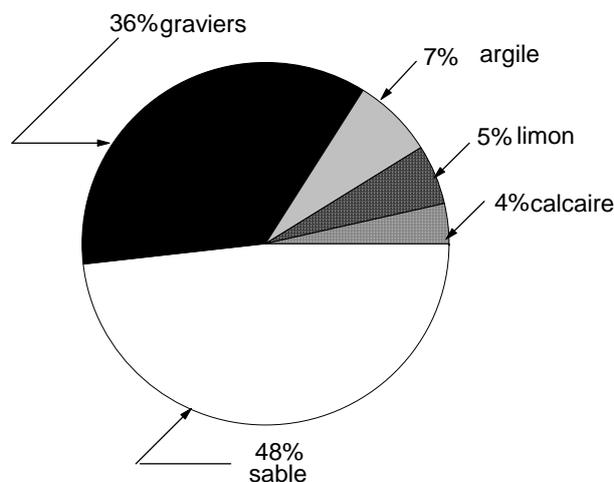


Figure 4.6: Distribution en pourcentage des sites expérimentaux selon la nature géologique du sol.

I.3.3. Essais in-situ:

Les essais in-situ considérés dans la base de données et qui sont couramment utilisés sont le pressiomètre normal « PMT », le pénétromètre statique « CPT », et l'essai de pénétration standard « SPT ».

I.4. Conclusion :

La base de données que nous avons présentée dans ce chapitre était construite à partir de la collecte des données expérimentales extraites de la littérature sur des fondations superficielles chargées verticalement.

A la lumière de l'étude statistique des paramètres de cette base de données, on peut conclure que ces données concernent essentiellement :

- les fondations superficielles carrées.
- Les sols pulvérulents.
- Les essais in-situ caractérisant le site sont: PMT, CPT et SPT.

CHAPITRE II : INTERPRETATION DE LA BASE DE DONNEES

II.1. Introduction :

Les résultats des essais de chargement de fondations superficielles en vraie grandeur fournissent à l'ingénieur un outil puissant d'analyse du comportement des fondations et contribuent ainsi au développement des méthodes de dimensionnement des fondations superficielles.

On présente dans ce qui suit, la méthode d'interprétation des données expérimentales et les résultats d'interprétation des données.

II.2. Méthode d'interprétation des données :

II.2.1. Courbe de chargement :

Les courbes de chargement statique de fondations superficielles montrent toujours une allure non-linéaire de la relation « charge verticale – déplacement vertical », la figure 4.7 présente une courbe typique de chargement où on constate un comportement approximativement linéaire pour les petites charges, et une asymptote horizontale pour les grands déplacements. Ces deux aspects peuvent être décrits par la loi hyperbolique comme suit:

$$q = \frac{s}{\frac{1}{\alpha} + \frac{s}{q_l}}$$

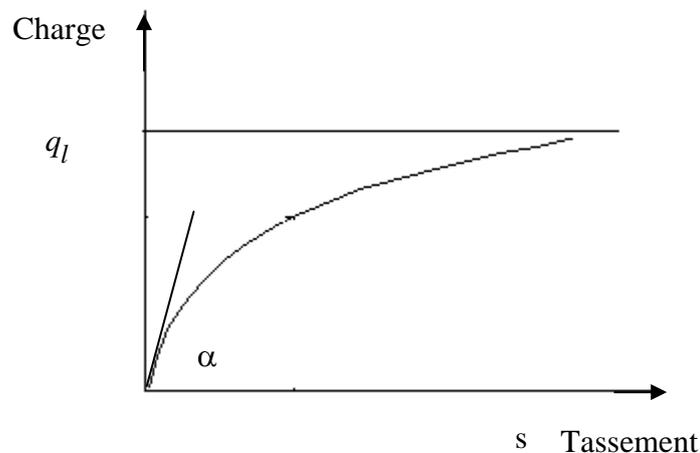


Figure 4.7: Courbe de chargement typique.

α est la pente initiale de la courbe de chargement, et q_l est la pression verticale limite ou capacité portante.

Les courbes de chargement des fondations superficielles ont été ajustées afin d'obtenir les paramètres α et q_l . Le contrôle de qualité d'ajustement se fait par le biais du coefficient de régression.

Dans tous les cas présentés, le coefficient de régression est supérieur à 90%, ce qui montre une très bonne qualité d'ajustement des courbes expérimentales.

II.2.2. Facteurs de portance :

Le calcul de la capacité portante dans les méthodes courantes de dimensionnement fait intervenir la notion du facteur de portance. A la base des résultats d'essais in-situ, on se propose de calculer les facteurs de portance comme suit.

Donc pour le dimensionnement des fondations superficielles on a besoins de la valeur de la contrainte ultime, pour cela nous avons calculé les différents facteurs de portance, à partir des résultats des essais in situ trouvés dans la littérature comme suit :

$$k_p = \frac{q_l - q_0}{p_{le}^*} \quad (125)$$

$$k_c = \frac{q_l - q_0}{q_{ce}^*} \quad (126)$$

$$k_s = \frac{q_l - q_0}{N_{spt}^*} \quad (127)$$

Avec :

k_p , k_c , k_s : facteurs de portance à partir de l'essai préssiométrique, de pénétration statique et de l'essai pénétration standard respectivement.

p_{le}^* : Pression limite équivalente nette sur une zone de $3B/2$ sous la base de la fondation.

$$P_{le}^* = \frac{1}{3B/2} \int_D^{D+3B/2} P_l^*(Z) dZ \quad (128)$$

q_{ce}^* : Résistance de pointe équivalente sur une zone de $3B/2$ sous la base de la fondation

$$q_{ce}^* = \frac{1}{3B/2} \int_D^{D+3B/2} q_c^*(Z) dZ \quad (129)$$

N_{spt}^* : nombre de coups équivalent sur une zone de $3B/2$ sous la base de la fondation.

$$N_{spt}^* = \frac{1}{3B/2} \int_D^{D+3B/2} N_{spt}(Z) dZ \quad (130)$$

II.3. Résultats de l'interprétation :

Les résultats de l'interprétation de la base de données sont regroupés en fonction de la nature du sol et de la forme de la section de fondation aux tableaux 4.1, 4.2, 4.3 et 4.4. Ainsi, pour chaque type de sol nous avons calculé les trois facteurs de portance k_p , k_c , k_s

Nous avons proposé d'étudier l'effet de l'élancement de la fondation D/B sur les trois facteurs de portance k_p , k_c , k_s pour chaque type de sols considéré.

Les résultats sont présentés sous forme graphique dans le but d'apprécier quantitativement les facteurs de portance.

Tableau 4.1 : Résultats de l'interprétation de la base de données d'une semelle carrée pour un sable.

Essais sur sable																	
	Semelle carrée																
Fond.	F1	F2	F3	F4	F5	S(1)	S4(A)	S(2)	S(3)	C3	AF4	CG4	A4	AF6	AF7	CG6	CA1
D/B	0.253	0.507	0.253	0.304	0.253	0	2	2.23	0	0	0	0	0	0	0	0	0
h (m)	0.46	0.46	0.46	0.46	0.46	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
p_{le}^* (KPa)	800	825.33	898	675.6	793.33	910	1475	910	-	-	-	-	-	-	-	-	-
q_{ce}^* (MPa)	8.07	4.125	5.202	6.469	6.843	8	15.625	9	2.942	6.640	5.357	5.357	5.357	6.640	6.640	6.640	6.640
N_{spt}^*	21	16	25	18	16	15	-	15	-	7	4	4	4	7	7	7	7
k_p	1.697	2.068	1.184	1.767	2.573	1.106	2.208	1.917	-	-	-	-	-	-	-	-	-
k_c	0.168	0.414	0.204	0.185	0.298	0.126	0.208	0.194	0.144	0.075	0.27	0.288	0.118	0.382	0.756	0.078	0.100
k_s	64.65	106.67	42.54	66.33	127.56	67.12	-	116.30	-	70.78	361.40	385.88	157.78	362.91	717.02	74.08	95.02

Tableau 4.2 : Résultats de l'interprétation de la base de données d'une semelle rectangulaire et semelle circulaire pour un sable.

Essais sur sable (suite)										
	Semelle rectangulaire						Semelle circulaire			
Fond.	I4/F8	I8		T1	T2	S(4)	I3	Tk1	Tk2	III2
D/B	0	0.303	0.303	0	0	0	0.164	0	0	0.238
h (m)	-	-	-	2.7	2.7	-	3.4	-	-	-
p_{le}^* (KPa)	-	-	-	-	-	635	-	-	-	-
q_{ce}^* (MPa)	6.820	-	-	0.817	0.817	-	24.81	5.745	5.745	-
N_{spt}^*	13	26	24	-	-	-	57	-	-	55
k_p	-	-	-	-	-	0.693	-	-	-	-
k_c	0.085	-	-	0.652	1.167	-	0.014	0.054	0.039	-
k_s	44.65	13.69	8.47	-	-	-	6.273	-	-	11.72

Tableau 4.3 : Résultats de l'interprétation de la base de données d'une semelle rectangulaire et semelle carrée pour graviers.

Essais sur graviers																				
	circulaire	Semelle rectangulaire									Semelle carrée									
Fond.	I2	I6(A)	I6(B)	I6(C)	I6(D)	I6(E)	I6(F)	I6(G)	I6(H)	I6(L)	I6(1)	I6(2)	I6(3)	I6(4)	I6(5)	I6(6)	I6(7)	I6(8)	I6(9)	I6(10)
D/B	0.083	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.25	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1	1	1	1.5	1.5
h (m)	3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
p_{le}^* (KPa)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
q_{ce}^* (MPa)	28.94	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
N_{spt}^*	-	37	37	37	37	37	37	37	37	37	47	47	47	47	47	47	47	47	47	47
k_p	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
k_c	0.015	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
k_s	-	30.04	28.79	40.42	33.01	33.91	29.20	27.56	31.65	27.91	18.19	17.84	18.87	17.87	8.63	8.43	8.37	8.50	18.57	18.566

Tableau 4.4 : Résultats de l'interprétation de la base de données d'une semelle rectangulaire et semelle carrée pour graviers.

	Essais sur argile				Essais sur calcaire		Essais sur limon			
	Semelle carrée				Semelle carrée		Semelle carrée		Semelle rectangulaire	
Fond.	1	2	S_{Lat}	S_{nlat}	3	4	5	S1(C)	S2(C)	
D/B	0	2.143	2	2	0	2.14	0	1	1	
h (m)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
p_{le}^* (KPa)	1290	1290	-	-	1350	1350	510	1027.5	918	
q_{ce}^* (MPa)	-	-	-	-	-	-	2.1	7.4	6.125	
N_{spt}^*	-	-	17	17	-	-	8	-	-	
k_p	0.749	1.125	-	-	1.679	1.626	0.788	2.390	1.763	
k_c	-	-	-	-	-	-	0.191	0.332	0.264	
k_s	-	-	57.45	33.62	-	-	50.25	-	-	

II.3.1. Analyse des résultats :

Selon les graphiques donnant les différents facteurs de portance en fonction de l'élancement D/B , l'ajustement n'a pas donné satisfaction dans plusieurs cas. Pour cela il été préférable de calculer une moyenne et préciser le coefficient de variation. Les résultats sont données en fonction de la nature du sol comme suit :

II.3.1.1 Sol sableux :

1) Semelle carrée :

D'après la figure 4.8 donnant le facteur de portance pressiométrique en fonction de l'élancement D/B , l'ajustement de ces points peut être donné par la relation suivante :

$$k_p = 1.047 \left(2.002 - e^{-2.915(D/B)} \right) \quad (131)$$

Avec un coefficient d'ajustement égal à 86%.

Quant au facteur de portance pénétrométrique, la figure montre 4.8 une dispersion des points en fonction de D/B qui empêche de faire un ajustement de bonne qualité. Un calcul de moyenne a été mené, et le résultat est donné entre deux valeurs extrême minimum et maximum de ce facteur comme suit :

$0.075 < k_c^{moy} = 0.236 < 0.756$ avec un coefficient de variation $C_v = 17\%$. Cette valeur est acceptable dans la pratique géotechnique.

Pour le facteur pénétrométrique standard, à cause de la dispersion des points en fonction de D/B , on n'a pas pu faire un ajustement. Le calcul de moyenne a donné un coefficient de variance trop grand (188%). Donc on propose un intervalle où la valeur du facteur pénétrométrique standard est comprise entre la valeur minimum et la valeur maximum de ce dernier :

$$42.54 < k_s < 717.02 \text{ kPa/N}$$

2) Semelle rectangulaire :

Pour la semelle rectangulaire, l'essai PMT n'est pas disponible dans les cas étudiés. En outre, à cause de la dispersion des pointes représentant le facteur pénétrométrique k_c en fonction de l'élancement D/B ni l'ajustement ni le calcul de la moyenne n'ont donnés des résultats satisfaisants, ce qui nous a poussé à présenter la valeur du facteur pénétrométrique sous forme d'intervalle :

$0.014 < k_c^{moy} = 0.479 < 1.167$ avec un coefficient de variation $C_V = 54\%$.

Le facteur pénétrométrique standard est déterminé par l'ajustement suivant :

$$k_s = \frac{1}{0.384(D/B) + 0.023}$$

Avec un coefficient d'ajustement égal à 96%.

3) Semelle circulaire :

Pour semelles circulaire dans le sable nous avons peu de données, ce qui ne permet pas de faire un ajustement ou de calculer une moyenne et cela pour le facteur pénétrométrique k_c et le facteur pénétrométrique standard k_s .

$$k_c = 0.039 \text{ Pour } D/B = 0$$

$$k_c = 0.054 \text{ Pour } D/B = 0$$

$$k_s = 11.72 \text{ kPa/N (une seule valeur pour } D/B = 0.238)$$

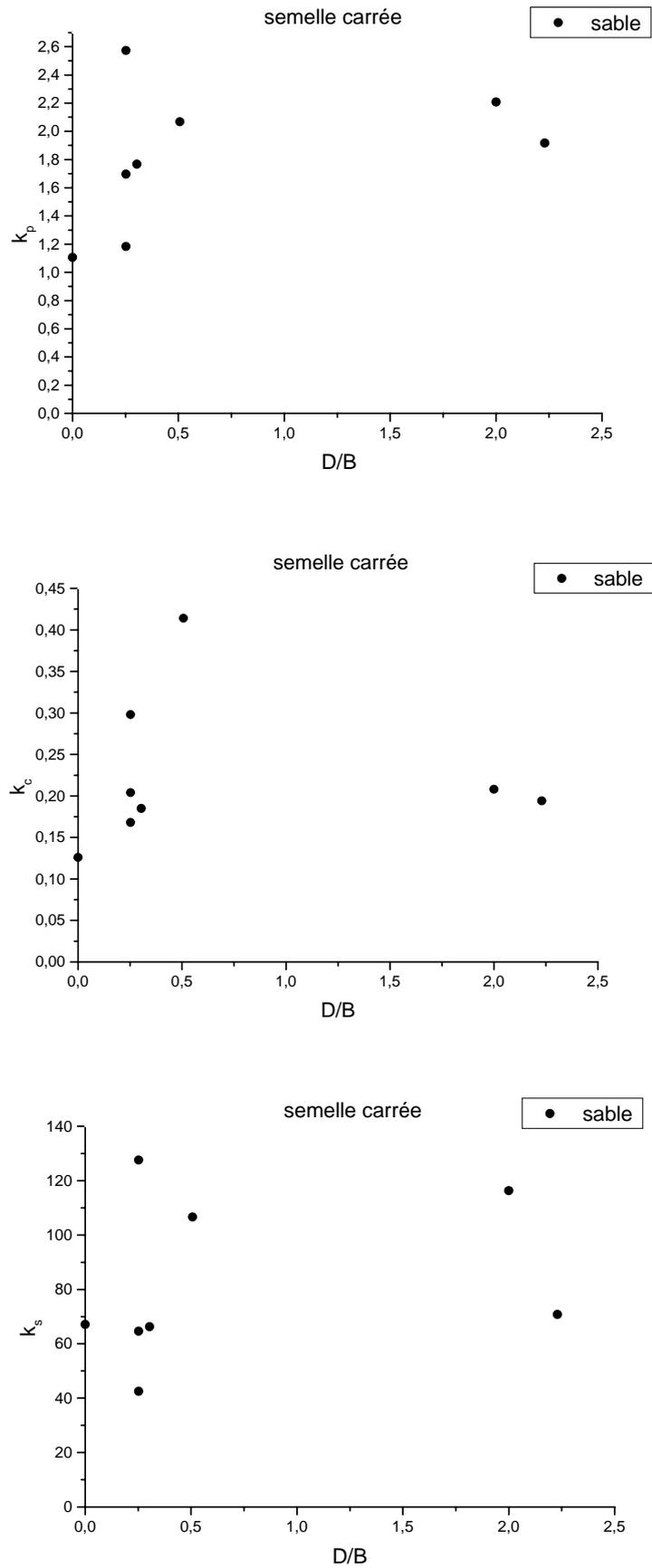


Figure 4.8 : Variation des facteurs de portance k_p , k_c , k_s pour une semelle carrée dans un sol sableux.

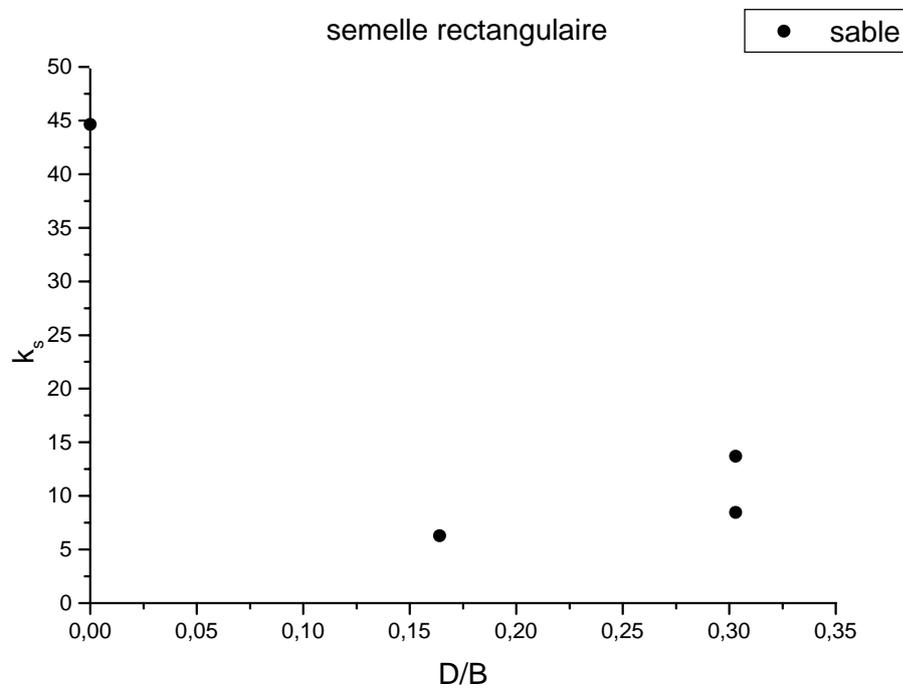
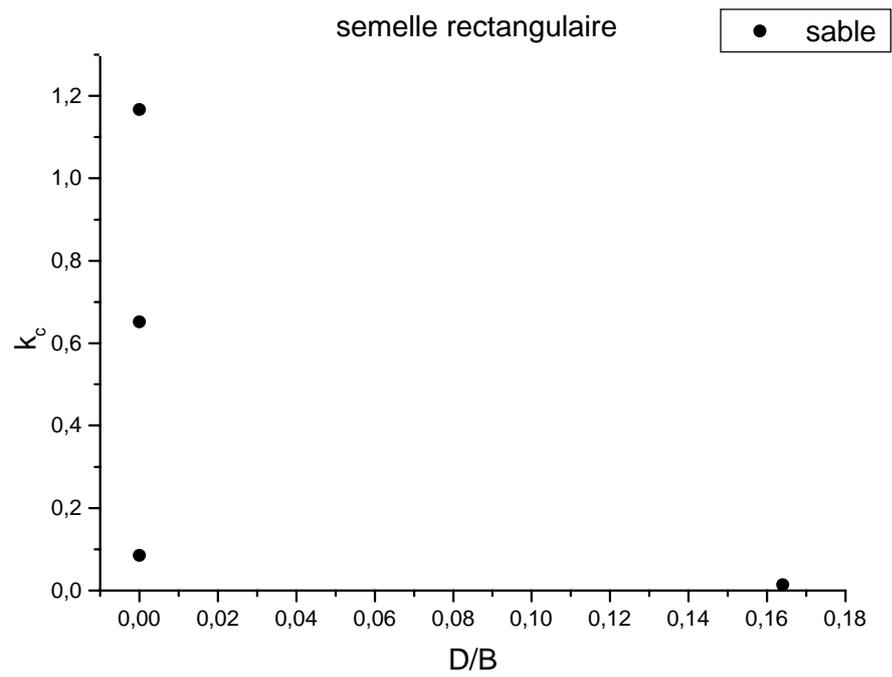


Figure 4.9 : Variation des facteurs de portance k_c , k_s pour une semelle carrée dans un sol sableux.

II.3.1.2 Sol graveleux :

1) Semelle carrée :

Le seul essai in-situ disponible est le SPT. Le facteur pénétrométrique standard est déterminé par l'ajustement en loi de puissance

$$k_s = 8.48 \left(\frac{D}{B} \right)^{1.90} \text{ (kPa/N)}$$

Avec un coefficient d'ajustement égal à 99.8%

2) Semelle rectangulaire :

Concernant le facteur de portance pénétrométrique standard pour une semelle rectangulaire nous avons plusieurs valeurs possible pour une seule valeur de l'élanement D/B ce qui ne permet pas de faire un ajustement, et le calcul de la moyenne a donné un coefficient de variance égal à 509%. Ce qui nous a poussé à présenter le facteur pénétrométrique standard sous forme d'intervalle :

$$27.56 < k_s < 40.42 \text{ (kPa/N) pour } D/B = 1.25$$

3) Semelle circulaire :

Pour la semelle circulaire dans un sol graveleux, nous n'avons qu'une seule valeur du facteur de portance pénétrométrique k_c pour un élanement D/B égale à 0.083

$$k_c = 0.015 \quad D/B = 0.083$$

II.3.1.3 Sol argileux :

1) Semelle carrée :

Pour le cas de semelle carrée dans un sol argileux nous n'avons que deux valeurs pour le facteur de portance pressiométrique et le facteur pénétrométrique standard, et qui sont données comme suit :

$$0.749 < k_p < 1.125 \quad \text{pour } 0 < D/B < 2.143$$

$$33.62 < k_s < 57.45 \text{ (kPa/N) pour } D/B = 2$$

II.3.1.4 Sol limoneux :

1) Semelle carrée :

Dans le cas de semelle carrée dans un sol limoneux nous n'avons que deux valeurs pour le facteur pressiométrique et le facteur pénétrométrique, et une seule valeur du facteur de portance pénétrométrique standard et qui sont données comme suit :

$$0.788 < k_p < 2.39 \quad \text{pour } 0 < D/B < 1$$

$$0.191 < k_c < 0.332 \quad \text{pour } 0 < D/B < 1$$

$$k_s = 50.25 \text{ kPa/N} \quad \text{pour } D/B = 0$$

2) Semelle rectangulaire :

Une seule valeur est donnée pour le facteur pressiométrique et le facteur pénétrométrique d'une semelle rectangulaire dans un sol limoneux pour un élancement D/B égale à 1, comme suit :

$$k_p = 1.763$$

$$k_c = 0.264$$

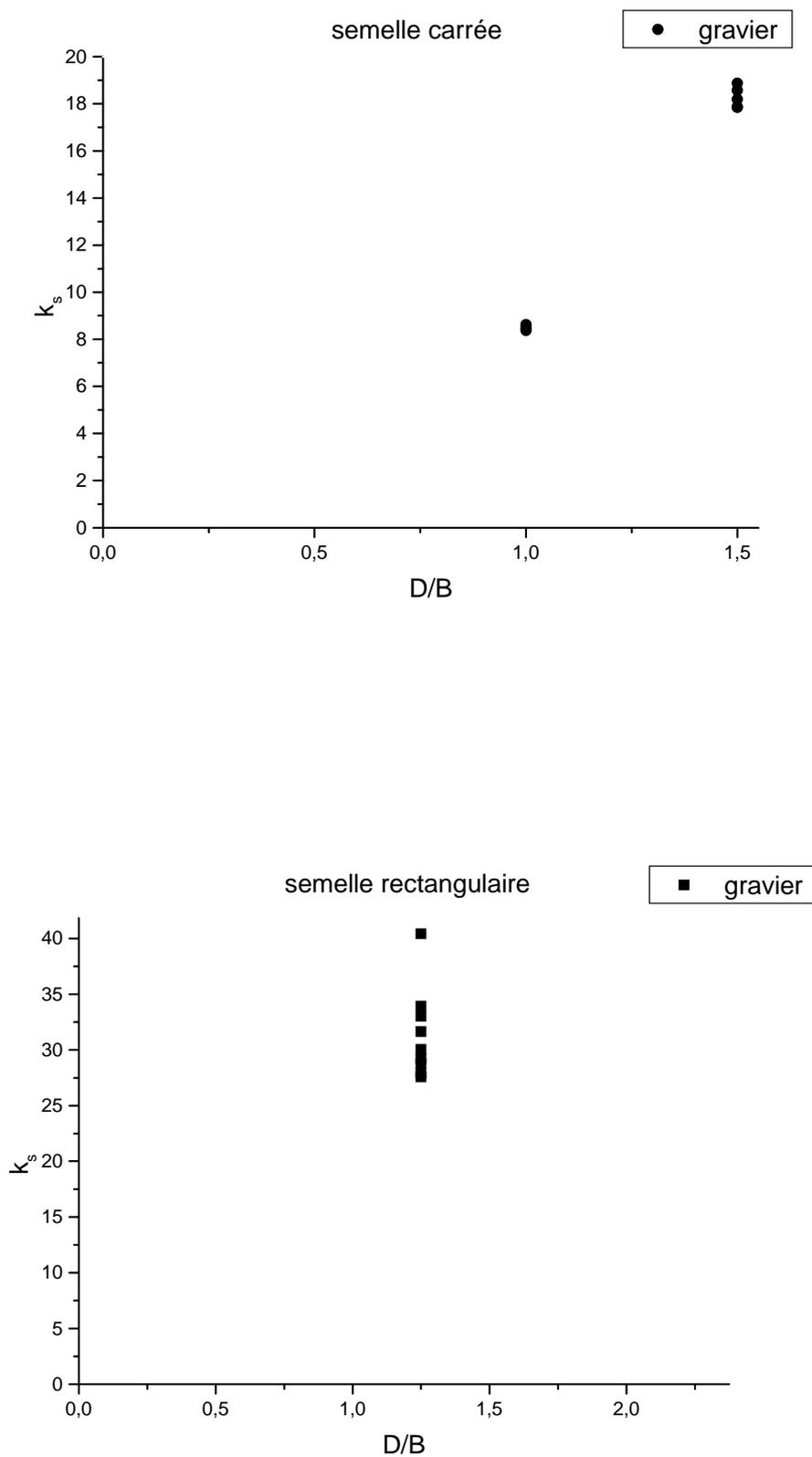


Figure 4.10 : Variation du facteur de portance pénétrométrique standard k_s pour une Semelle carrée et une semelle rectangulaire dans un sol graveleux.

II.3.1.5 calcaire :

1) Semelle carrée :

Pour le cas d'une semelle carrée reposant sur une couche de craie, seulement deux valeurs du facteur pressiométrique sont données, comme suit :

$$k_p = 1.679 \quad \text{Pour } D/B = 0$$

$$k_p = 1.626 \quad \text{Pour } D/B = 2.14$$

On constate en fait que k_p varie peu avec l'élanement D/B .

II.4. Conclusion :

En conclusion, l'analyse des résultats de la base de donnée collectée à partir des essais de chargement en vraie grandeur nous a permis de déterminer la variation des facteurs de portance pressiométrique et pénétrométrique soit par un ajustement des valeurs, par calcul de moyenne, ou par définition d'une intervalle de variation.

Les résultats obtenus dans le cadre d'une taille modeste de cette base de données bien qu'ils soient encourageants sont à améliorer en augmentant ultérieurement le nombre de cas étudiés dans cette base de données. Afin de situer les valeurs trouvées du facteur de portance par rapport à celle utilisées en pratique, on se propose d'effectuer une étude comparative avec les valeurs recommander par les méthodes usuelles de dimensionnement.

CHAPITRE III : ETUDE COMPARATIVE DES FACTEURS DE PORTANCE

III.1. Introduction :

Afin de situer les résultats obtenus de la base de données avec ceux recommandée dans les règlements français, une étude comparative des valeurs de k_p , k_c ainsi trouvées de la base de données avec celle données par le Fascicule 62 et DTU 13.12 est présentée dans ce qui suit.

III.2. Etude comparative :

III.2.1. Comparaison avec le Fascicule 62 :

Selon le Fascicule 62 [15], la valeur des facteurs de portance k_c , k_p est donnée par les expressions suivantes en fonction de la nature du sol, de la profondeur d'encastrement relative D_e/B et du rapport de la largeur B à la longueur L de la semelle.

$$\text{Pour les argiles et limons: } k_c = 0.32 \cdot \left[1 + 0.35 \cdot \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right] \quad (132)$$

$$k_p = 0.8 \cdot \left[1 + 0.35 \cdot \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right] \quad (133)$$

$$\text{Pour craie : } k_p = 0.8 \cdot \left[1 + 0.25 \cdot \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right] \quad (134)$$

$$\text{Pour les sables lâches : } k_c = 0.14 \cdot \left[1 + 0.35 \cdot \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right] \quad (135)$$

$$k_p = \left[1 + 0.35 \cdot \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right] \quad (136)$$

$$\text{Pour les graviers : } k_c = 0.11 \cdot \left[1 + 0.5 \cdot \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right] \quad (137)$$

Argile :

Pour le cas de semelle carrée dans un sol argileux nous n'avons que deux valeurs pour le facteur de portance pressiométrique, et qui sont données comme suit :

$$0.749 < k_p < 1.125 \quad \text{pour } 0 < D/B < 2.143$$

Alors, que pour les mêmes valeurs de l'élanement le Fascicule 62 a donné les valeurs suivantes :

$$0.8 < k_p < 1.4$$

On voit que les valeurs trouvées de la base de données se rapprochent avec ceux données par le Fascicule 62.

Limon :

- Semelle carrée :

Dans le cas de semelle carrée dans un sol limoneux nous n'avons que deux valeurs pour le facteur pressiométrique et le facteur pénétrométrique, et qui sont données comme suit :

$$0.788 < k_p < 2.39 \quad \text{pour } 0 < D/B < 1$$

$$0.191 < k_c < 0.332 \quad \text{pour } 0 < D/B < 1$$

Concernant le Fascicule 62 les valeurs du facteur pressiométrique et du facteur pénétrométrique par les intervalles comme suit :

$$0.8 < k_p < 1.08 \quad \text{pour } 0 < D/B < 1$$

$$0.32 < k_c < 0.432 \quad \text{pour } 0 < D/B < 1$$

On remarque, que pour un élanement égal à zéro la valeur du facteur pressiométrique trouvée dans la base de donnée coïncide parfaitement avec celle donnée par le Fascicule 62.

Mais les valeurs du facteur pénétrométrique recommandées dans le Fascicule 62 sont plus grandes par rapport aux valeurs obtenues de la base de données.

- Semelle rectangulaire :

Une seule valeur est donnée pour le facteur pressiométrique et le facteur pénétrométrique d'une semelle rectangulaire dans un sol limoneux pour un élanement D/B égale à 1, comme suit :

$$k_p = 1.763$$

$$k_c = 0.264$$

Pour le même élanement le Fascicule 62 recommande les valeurs suivantes :

$$k_p = 1.024$$

$$k_c = 0.41$$

On voit que la valeur du facteur pressiométrique trouvée dans la base de données est plus grande que celle donnée par le Fascicule 62, et le cas contraire concernant le facteur pénétrométrique.

Calcaire :

Pour le cas d'une semelle carrée reposant sur une couche de craie, seulement deux valeurs du facteur pressiométrique sont données, comme suit :

$$k_p = 1.679 \quad \text{Pour } D/B = 0$$

$$k_p = 1.626 \quad \text{Pour } D/B = 2.14$$

Le Fascicule 62 recommande les valeurs du facteur pressiométrique comme suit :

$$k_p = 0.8 \quad \text{Pour } D/B = 0$$

$$k_p = 1.228 \quad \text{Pour } D/B = 2.14$$

On constate en fait que le facteur k_p trouvée dans la base de donnée varie peu avec l'élancement D/B , et ces valeurs sont plus grandes que ceux données par le Fascicule 62, où le facteur pressiométrique varie linéairement avec l'élancement D/B .

Graviers :

Pour la semelle circulaire dans un sol graveleux, nous n'avons qu'une seule valeur du facteur de portance pénétrométrique k_c dans la base de données pour un élancement D/B égale à 0.083

$$k_c = 0.015 \quad D/B = 0.083$$

Alors que la valeur du facteur de portance pénétrométrique donnée par le Fascicule 62 est égale à 0.114 pour le même élancement. On voit donc une grande différence entre les deux valeurs, où la valeur donnée par le fascicule est plus grande que celle trouvée dans la base de données.

Sable :- Semelle carrée :

Le facteur de portance pressiométrique en fonction de l'élanement D/B, l'ajustement de ces points peut être donné par la relation suivante :

$$k_p = 1.047 \left(2.002 - e^{-2.915(D/B)} \right) \quad (138)$$

Avec un coefficient d'ajustement égal à 86%.

Quant au facteur de portance pénétrométrique, le résultat est donné entre deux valeurs extrême minimum et maximum de ce facteur comme suit :

$$0.075 < k_c^{moy} = 0.236 < 0.756$$

Les valeurs du facteur de portance pressiométrique recommandé par le fascicule peuvent être ajustées en fonction de l'élanement D/B par la relation suivante :

$$k_p = 1.712 \left(1 - e^{-3.216(D/B)} \right) \quad (139)$$

Avec un coefficient d'ajustement égal à 92%.

Quant au facteur de portance pressiométrique, le Fascicule 62 recommande l'intervalle suivant :

$$0.14 < k_c^{moy} = 0.183 < 0.249$$

On voit que les valeurs des facteurs k_p , k_c trouvées dans la base de données sont généralement plus grandes que ceux recommandées par le Fascicule 62.

- Semelle rectangulaire :

Pour la semelle rectangulaire, les facteurs pénétrométrique et pressiométrique k_p , k_c en fonction de l'élanement D/B sont données comme suit :

$$0.014 < k_c < 1.167$$

$$k_p = 0.693 \quad \text{Pour } D/B = 0$$

Les valeurs des facteurs pénétrométrique et pressiométrique k_p , k_c sont données par le Fascicule 62 comme suit :

$$0.14 < k_c < 0.146$$

$$k_p = 1.0 \quad \text{Pour } D/B = 0$$

On remarque que les valeurs du facteur pénétrométrique trouvées dans la base de données sont supérieures à ceux données par le Fascicule 62. Aussi la valeur du facteur pressiométrique obtenue de la base de données est inférieure à celle donnée par le Fascicule 62.

III.2.2. Comparaison avec le DTU 13.12 :

Selon le DTU 13-12 [16], les facteur de portance k_c et k_p sont donnés par des abaques en fonction des dimensions de la fondation B et L, de l'élanement et la nature du sol selon la formulation suivante :

$$\text{- semelle rectangulaire : } k_c = k_{c1} \cdot \frac{B}{L} + k_{c0} \cdot \left(1 - \frac{B}{L}\right) \quad (140)$$

$$\text{- semelle carrée (B/L = 1): } k_c = k_{c1} \quad (141)$$

$$\text{- semelle filante (B/L = 0): } k_c = k_{c0} \quad (142)$$

Le facteur de portance pressiométrique est obtenu en remplaçant k_c par k_p dans les équations ci-dessus.

Argile :

Pour le cas de semelle carrée dans un sol argileux nous n'avons que deux valeurs pour le facteur de portance pressiométrique, et qui sont données comme suit :

$$0.749 < k_p < 1.125 \quad \text{pour } 0 < D/B < 2.143$$

Alors, que pour les mêmes valeurs de l'élanement le DTU 13.12 a donné les valeurs suivantes :

$$0.8 < k_p < 1.1$$

On voit que les valeurs trouvées de la base de données coïncident parfaitement avec ceux données par le DTU 13.12

Limon :

- Semelle carrée :

Dans le cas de semelle carrée dans un sol limoneux nous n'avons que deux valeurs pour le facteur pressiométrique et le facteur pénétrométrique, et qui sont données comme suit :

$$0.788 < k_p < 2.39 \quad \text{pour } 0 < D/B < 1$$

$$0.191 < k_c < 0.332 \quad \text{pour } 0 < D/B < 1$$

Concernant le DTU 13-12 les valeurs du facteur pressiométrique et du facteur pénétrométrique par les intervalles comme suit :

$$0.8 < k_p < 1.06 \quad \text{pour } 0 < D/B < 1$$

$$0.22 < k_c < 0.438 \quad \text{pour } 0 < D/B < 1$$

On remarque, que pour un élancement égal à zéro la valeur du facteur pressiométrique trouvée dans la base de donnée coïncide parfaitement avec celle donnée par le Fascicule 62.

Mais les valeurs du facteur pénétrométrique recommandées dans le DTU 13.12 s'accordent aux valeurs obtenues de la base de données.

- Semelle rectangulaire :

Une seule valeur est donnée pour le facteur pressiométrique et le facteur pénétrométrique d'une semelle rectangulaire dans un sol limoneux pour un élancement D/B égale à 1, comme suit :

$$k_p = 1.763$$

$$k_c = 0.264$$

Pour le même élancement le DTU 13.12 recommande les valeurs suivantes :

$$k_p = 1.01$$

$$k_c = 0.39$$

On voit que la valeur du facteur pressiométrique trouvée dans la base de données est supérieure à celle donnée par le DTU 13.12, et le cas contraire concernant le facteur pénétrométrique.

Calcaire :

Pour le cas d'une semelle carrée reposant sur une couche de craie, seulement deux valeurs du facteur pressiométrique sont données, comme suit :

$$k_p = 1.679 \quad \text{Pour } D/B = 0$$

$$k_p = 1.626 \quad \text{Pour } D/B = 2.14$$

Le fascicule 62 recommande les valeurs du facteur pressiométrique comme suit :

$$k_p = 0.8 \quad \text{Pour } D/B = 0$$

$$k_p = 1.8 \quad \text{Pour } D/B = 2.14$$

On constate en fait que le facteur k_p trouvée dans la base de donnée varie peu avec l'élancement D/B , et ces valeurs sont supérieures à ceux données par le DTU 13.12, où le facteur pressiométrique varie sous forme hyperbolique avec l'élancement D/B .

Graviers :

Pour la semelle circulaire dans un sol graveleux, nous n'avons qu'une seule valeur du facteur de portance pénétrométrique k_c dans la base de données pour un élancement D/B égale à 0.083.

$$k_c = 0.015 \quad D/B = 0.083$$

Alors que la valeur du facteur de portance pénétrométrique donnée par le DTU 13.12 est égale à 0.109 pour le même élancement. On voit donc une grande différence entre les deux valeurs, où la valeur donnée par le DTU 13.12 est supérieure à celle trouvée dans la base de données.

Sable :

- Semelle carrée :

Le facteur de portance pressiométrique en fonction de l'élancement D/B , l'ajustement de ces points peut être donné par la relation suivante :

$$k_p = 1.047 \left(2.002 - e^{-2.915(D/B)} \right) \quad (143)$$

Avec un coefficient d'ajustement égal à 86%.

Quant au facteur de portance pénétrométrique, le résultat est donné entre deux valeurs extrême minimum et maximum de ce facteur comme suit :

$$0.075 < k_c^{moy} = 0.236 < 0.756$$

Les valeurs du facteur de portance pressiométrique recommandé par le DTU 13.12 peuvent être ajustées en fonction de l'élancement D/B par la relation suivante :

$$k_p = 0.522 \left(2.524 - e^{-1.633(D/B)} \right) \quad (144)$$

Avec un coefficient d'ajustement égal à 99%.

Quant au facteur de portance pressiométrique, le DTU 13.12 recommande l'intervalle suivant :

$$0.08 < k_c^{moy} = 0.183 < 0.246$$

On voit que les valeurs des facteurs k_p , k_c trouvées dans la base de données sont généralement supérieures à ceux recommandés par le DTU 13.12.

- Semelle rectangulaire :

Pour la semelle rectangulaire, les facteurs pénétrométrique et pressiométrique k_p , k_c en fonction de l'élanement D/B sont données comme suit :

$$0.014 < k_c < 1.167$$

$$k_p = 0.693 \quad \text{Pour } D/B = 0$$

Les valeurs des facteurs pénétrométrique et pressiométrique k_p , k_c sont données par le fascicule 62 comme suit :

$$0.08 < k_c < 0.118$$

$$k_p = 0.8 \quad \text{Pour } D/B = 0$$

On remarque que les valeurs du facteur pénétrométrique trouvées dans la base de données sont supérieures à ceux donnés par le DTU 13.12. Aussi la valeur du facteur pressiométrique obtenue de la base de données s'accorde à celle donnée par le DTU 13.12.

III.3. Conclusion :

D'après ce chapitre on conclut que pour les sols fins cohérents les valeurs des facteurs de portances trouvées dans la base de données s'accordent mieux avec ceux donnés par les règlements Fascicule 62 et le DTU 13.12. Mais pour les sols pulvérulents les résultats obtenus de la base de données sont supérieurs à ceux recommandés par le Fascicule 62 et le DTU 13.12.

CONCLUSIONS

La base de données que nous avons présentée dans cette partie était construite à partir de la collecte des données expérimentales extraites de la littérature sur des fondations superficielles chargées verticalement.

De l'étude statistique des paramètres de cette base de données, on peut conclure que ces données concernent essentiellement :

Les fondations superficielles carrées, les sols pulvérulents, et les essais in-situ PMT, CPT et SPT.

L'analyse des résultats de la base de donnée collectée à partir des essais de chargement en vraie grandeur nous a permis de déterminer la variation des facteurs de portance pressiométrique et pénétrométrique soient par un ajustement des valeurs, par calcul de moyenne, ou par définition d'un intervalle de variation.

Les résultats obtenus dans le cadre d'une taille modeste de cette base de données bien qu'ils soient encourageants sont à améliorer en augmentant ultérieurement le nombre de cas étudiés dans cette base de données.

Afin de situer les valeurs trouvées du facteur de portance par rapport à celle utilisées en pratique, on se propose d'effectuer une étude comparative avec les valeurs recommander par les méthodes usuelles de dimensionnement. Où on a trouvé que les valeurs des facteurs de portances trouvées dans la base de données s'accordent mieux avec ceux données par les règlements Fascicule 62 et le DTU 13.12 pour un sol fin cohérent. Aussi pour les sols pulvérulents les résultats obtenus de la base de données sont supérieurs à ceux recommandés par le Fascicule 62 et le DTU 13.12.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le dimensionnement des fondations superficielles est une combinaison de l'expérimentation sur fondations, les essais au laboratoire et la modélisation numérique du problème. De nombreux chercheurs ont étudiés le comportement des fondations superficielles où la simulation théorique du problème diffère d'un chercheur à un autre à cause de la complexité du problème.

Dans notre travail nous avons présenté dans une première partie une synthèse bibliographique des différentes méthodes et théories de calcul de la capacité portante et du tassement reportées dans la littérature de calcul des fondations superficielles.

Les théories pour l'estimation de la capacité portante sont basées généralement sur la méthode de superposition en déterminant la contribution des caractéristiques mécaniques et physiques du sol. Plusieurs divergences sont constatées sur la manière de déterminer les facteurs de portances des fondations, ce qui induit à une sur-estimation ou sous-estimation de la capacité portante.

Aussi l'estimation du tassement des fondations sous chargement vertical est basée généralement sur trois méthodes où les Méthodes basées sur les essais in-situ (essais de pénétration), qui peuvent donner des résultats satisfaisants si on peut limiter les erreurs sur les mesures effectuées dans le sol.

Un bon maillage tenant compte des recommandations connues dans la méthode des éléments finis permet d'obtenir une meilleure représentation de la nature tridimensionnelle du problème étudié, et aussi une meilleure précision dans les résultats.

Nous avons effectué une validation du programme PLAST pour des solutions d'élasticité connues ce qui a permis de conclure que ce dernier peut être adopté pour l'analyse des problèmes courants de la mécanique des sols.

La deuxième partie est une analyse bidimensionnelle par la méthode des éléments finis du comportement non linéaire des fondations superficielles (circulaires et continues) chargées verticalement en utilisant le programme PLAST, où un calcul de dimensionnement a été effectué en modélisant le problème en demi-plan ce qui nous a permis de choisir un modèle approprié qui a été utilisé dans l'étude paramétrique.

L'analyse dimensionnelle nous a permis de dégager les différentes grandeurs intervenant dans le problème notamment la contrainte limite et la pente initiale de la

courbe de chargement. Une formulation était proposée pour ces derniers en fonction de l'élançement et du rapport de la profondeur du sol sur la largeur de la fondation.

Nous avons effectué une étude paramétrique sur la contrainte limite et la pente initiale de la courbe de chargement et nous avons trouvé que ces derniers augmentent avec l'élançement et diminuent avec le rapport de la profondeur du sol sur la largeur de la fondation.

La troisième partie de cette thèse est une analyse bidimensionnelle par la méthode des éléments finis du comportement d'une pointe standard du pénétromètre statique CPT par le biais du logiciel Z_Soil.

Le calcul du facteur de portance pénétrométrique par la méthode des éléments finis, à permis de proposer des fuseaux de valeurs extrêmes pour un sol pulvérulent et un sol purement cohérent pour deux types de fondation circulaire et continue, et nous avons trouvé que les valeurs de k_c diminuent avec l'augmentation de l'élançement D/B et ces valeurs sont plus petits et en discordance en comparaison avec ceux données par les règlements fascicule 62 et le DTU 13.12.

La quatrième partie est une analyse d'une base de données construite à partir de la collecte des données expérimentales extraites de la littérature sur des fondations superficielles chargées verticalement.

L'analyse des résultats de la base de donnée nous a permis de déterminer la variation des facteurs de portance pressiométrique et pénétrométrique soient par un ajustement des valeurs, par calcul de moyenne, ou par définition d'un intervalle de variation.

Afin de situer les valeurs trouvées du facteur de portance par rapport à celle utilisées en pratique, on se propose d'effectuer une étude comparative avec les valeurs recommander par les méthodes usuelles de dimensionnement. Où on a trouvé que les valeurs des facteurs de portances trouvées dans la base de données s'accordent mieux avec ceux données par les règlements Fascicule 62 et le DTU 13.12 pour un sol fin cohérent. Aussi pour les sols pulvérulents les résultats obtenus de la base de données sont supérieurs à ceux recommandés par le Fascicule 62 et le DTU 13.12.

La comparaison des valeurs du facteur de portance trouvées avec celles recommander par les méthodes usuelles de dimensionnement nous a permis de conclure que les valeurs des facteurs de portances trouvées dans la base de données s'accordent mieux avec ceux données par les règlements Fascicule 62 et le DTU 13.12 pour un sol fin cohérent et que pour les sols pulvérulents les résultats obtenus de la base de données sont supérieurs à ceux recommandés par le Fascicule 62 et le DTU 13.12.

Finalement, dans les recommandations on suggère:

- D'appliquer Z-soil comme perspective pour les travaux futurs des étudiants dans le calcul des fondations continue et circulaire et de revoir ainsi les valeurs du facteur de portance k_c .
- D'augmenter la taille de la base de données.
- De procéder à l'étude du comportement des fondations superficielles sous d'autres sollicitations.

PRÉSENTATION DU PROGRAMME PLAST

I. Introduction:

La plasticité peut être définie comme une déformation permanente du matériau due à un niveau de contrainte supérieure à la limite d'élasticité. Il est difficile d'élaborer des modèles mathématiques précis représentant ce phénomène, et permettant des calculs très précis.

Néanmoins, les modèles qui existent actuellement dans la littérature donnent des résultats satisfaisants.

Pour montrer l'importance des déformations plastiques devant les déformations élastiques un seul exemple de l'essai de traction sur une barre d'acier de 50 mm d'entraxe est donné :

A la rupture la déformation élastique est de 0.15 mm, alors que la déformation plastique est de 15mm soit 100 fois plus grande. Le problème est plus important pour les géomatériaux, car les déformations plastiques ont lieu à des niveaux de contraintes relativement bas.

Le comportement des matériaux est souvent complexe, afin de palier à ceci nous posons des hypothèses pour faciliter le calcul mathématique.

II. Critères de plasticité élémentaires :

Il est possible de déterminer la forme des critères de plasticité dans le cas où le matériau possède des « symétries ». ainsi dans le cas des matériaux initialement isotrope, la fonction de charge F ne dépend que des invariants du tenseur σ , F s'écrit donc sous forme d'une fonction symétrique des contraintes principales $(\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3)$ [11].

II.1 Critère de Tresca (1864) :

Selon ce critère la plasticité commence lorsque la contrainte de cisaillement maximale atteint une certaine valeur :

$$F = \sigma_1 - \sigma_3 = Y(k) \quad (1)$$

Où $Y(k)$ est un paramètre de matériau à déterminer expérimentalement et qui peut être une fonction de paramètre d'écroutissage k .

II.2. Critère de Von Mises (1913) :

Selon ce critère un matériau atteint le seuil de plasticité, lorsque le second invariant du déviateur de contrainte J_2 atteint une certaine valeur, où:

$$F=0 \quad J_2=k_{(k)} \quad (2)$$

Dans lequel k est un paramètre du matériau à déterminer. Pour les argiles saturées aux conditions non drainées $k=c_u$.

Le second invariant du déviateur de contrainte, J_2 , peut être écrit comme suit :

$$\begin{aligned} J_2 &= \frac{1}{2} \sigma_{ij} \sigma_{ij} = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] \\ &= \frac{1}{2} [\sigma_x^2 + \sigma_y^2 + \sigma_z^2] + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{xz}^2 \end{aligned} \quad (3)$$

II.3. Critère de Mohr-Coulomb :

Selon ce critère applicable au sol, la résistance au cisaillement augment avec les contraintes normales effectives dans le plan de rupture.

C'est une généralisation des lois de rupture de frottement de Coulomb (1773) définies par

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad (4)$$

$$f = \frac{I_1}{3} \sin \theta + \sqrt{J_2} \cos \theta - \frac{\sqrt{J_2}}{3} \sin \phi \sin \theta - c \cdot \cos \phi = 0 \quad (5)$$

où

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$$

$$J_2 = \frac{1}{2} \delta_{ij} \delta_{ij}$$

$$\text{avec } \delta_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \sigma_{kk} \cdot \delta_{ij}$$

$$\delta_{ij} = 1 \quad \text{pour } i=j$$

$$\delta_{ij} = 0 \quad \text{pour } i \neq j$$

$$\theta = -\frac{1}{3} \sin^{-1} \left[-\frac{3\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_1}{J_2^{\frac{3}{2}}} \right] \text{ et } \frac{-\pi}{6} \leq \theta \leq \frac{\pi}{6} \quad (6)$$

II.4. Critère de Drucker-Prager:

Une approximation à la loi de Mohr-Coulomb a été présentée par Drucker et Prager (1952) comme modification du critère de Von Mises. L'influence d'une composant de

contrainte hydrostatique a été introduite par l'inclusion d'une limite additionnelle dans l'expression de Von Mises pour donner

$$a.J_1 + (J_2)^{\frac{1}{2}} = k \quad (7)$$

Cette surface de charge a la forme d'un cône circulaire. Afin de faire coïncider le cercle de Drucker-Prager avec les côtes externes de l'hexagone de Mohr-Coulomb à n'importe quelle section, il faut:

$$a = \frac{2\sin\phi}{\sqrt{(3)(3-\sin\phi)}}, \quad k' = \frac{6c.\cos\phi}{\sqrt{(3)(3-\sin\phi)}} \quad (8)$$

Coïncidence avec les apex internes de l'hexagone de Mohr-Coulomb, est fourni par

$$a = \frac{2\sin\phi}{\sqrt{(3)(3+\sin\phi)}}, \quad k' = \frac{6c.\cos\phi}{\sqrt{(3)(3+\sin\phi)}} \quad (9)$$

III. Formulation de l'élasto-plasticité :

III.1. Potentiel plastique – loi d'écoulement :

La déformation d'un matériau ayant atteint le seuil plastique est gérée par une fonction de la contrainte appelée « potentiel plastique »

$$Q(\underline{\sigma}) = 0 \quad (10)$$

Selon le principe de normalité, le tenseur de la vitesse de déformation plastique est relié au gradient du potentiel plastique comme suit :

$$d\varepsilon^p = d\lambda \frac{\partial Q(\underline{\sigma})}{\partial \underline{\sigma}} \quad (11)$$

Avec $d\lambda$ = scalaire de multiplicité.

Lorsque le potentiel plastique et la fonction de charge ont la même expression la loi d'écoulement est dite *associée*.

III.2. Matrice d'élasto-plasticité :

Les relations entre les incréments des contraintes et ceux des déformations durant l'écoulement plastique, permettra de déterminer la forme de la matrice élasto-plastique à partir de la relation [11]:

$$d\underline{\sigma} = D^{ep} . d\varepsilon \quad (12)$$

Où $d\underline{\sigma}$ et $d\varepsilon$ = sont les incréments des tenseurs de contrainte et de déformation.

Après calcul, on a :

$$D^{ep} = D^e - \frac{1}{A} \cdot D^e \left(\frac{\partial Q}{\partial \sigma} \right)^T \cdot D^e \quad (13)$$

$$\text{Où } A = H + \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right)^T \cdot D^e \cdot \frac{\partial Q}{\partial \sigma} \quad (14)$$

Avec D^e = matrice élastique.

$$D = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & \frac{\nu}{1-\nu} \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 & \frac{\nu}{1-\nu} \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 & 1 \end{bmatrix} \text{ Pour déformation plane et symétrie axiale} \quad (15)$$

$$D = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 & 0 \\ \nu & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \text{ Pour contrainte plane.} \quad (16)$$

III.4. Expressions d'éléments finis et structure du programme:

Les expressions de base exigées pour la solution peuvent être de nouveau obtenues au moyen du principe du travail virtuel. Considérons un solide, dans lequel les contraintes internes σ , les charges distribuées / volume unitaire \mathbf{b} et les forces externes appliquées \mathbf{f} forment un champ d'équilibre, subir un modèle virtuel de déplacement arbitraire $\delta \mathbf{d}^*$ qui ont résultent des déformations compatibles $\delta \varepsilon^*$ et des déplacements internes $\delta \mathbf{u}^*$ [11].

Alors le principe du travail virtuel exige que :

$$\int_{\Omega} (\delta \varepsilon^{*T} \sigma - \delta \mathbf{u}^{*T} \mathbf{b}) d\Omega - \delta \mathbf{d}^{*T} \mathbf{f} = 0 \quad (17)$$

Le procédé normal de discrétisation par élément fini mène aux expressions suivantes pour les déplacements et aux contraintes dans n'importe quel élément

$$\delta \mathbf{u}^* = \mathbf{N} \delta \mathbf{d}^*, \quad \delta \varepsilon^* = \mathbf{B} \delta \mathbf{d}^* \quad (18)$$

Où \mathbf{N} et \mathbf{B} sont respectivement la matrice habituelle des fonctions de forme et la matrice élastique de déformation. Alors l'assemblage d'élément donne

$$\int_{\Omega} \delta \mathbf{d}^{*T} (\mathbf{B}^T \sigma - \mathbf{N}^T \mathbf{b}) d\Omega - \delta \mathbf{d}^{*T} \mathbf{f} = 0 \quad (19)$$

Où l'intégration de volume au-dessus du solide est la somme des différentes contributions d'élément. Puisque cette expression doit être vraie pour toute valeurs arbitraire de $\delta \mathbf{d}^*$

$$\int_{\Omega} \mathbf{B}^T \sigma \cdot d\Omega - \mathbf{f} - \int_{\Omega} \mathbf{N}^T \mathbf{b} \cdot d\Omega = 0 \quad (20)$$

Pour la solution des problèmes non-linéaires, (20) ne sera généralement satisfait à aucune étape du calcul, et

$$\psi = \int_{\Omega} B^T \sigma . d\Omega - \left(f + \int_{\Omega} N^T b . d\Omega \right) \neq 0 \quad (21)$$

Où ψ est le résiduel vecteur force. Pour une situation élasto-plastique la rigidité du matériau change continuellement, et instantanément le rapport d'incrément de contrainte/déformation est donné par (12). Afin d'évaluer la matrice de rigidité tangentielle du matériau K_T à n'importe quelle étape, la forme d'incrément de (21) doit être utilisée. Ainsi dans un incrément de charge nous avons :

$$\Delta \psi = \int_{\Omega} B^T \Delta \sigma . d\Omega - \left(\Delta f + \int_{\Omega} N^T \Delta b . d\Omega \right) \quad (22)$$

En remplaçant $\Delta \sigma$ de l'équation (12) on a

$$\Delta \psi = K_T d - \left(\Delta f + \int_{\Omega} N^T \Delta b . d\Omega \right) \quad (23)$$

Où

$$K_T = \int_{\Omega} B^T D^{ep} B . d\Omega \quad (24)$$

L'expression de solution développé peut être donnée par

$$K_T^{(e)} = \frac{E_0 A}{L} g'(\varepsilon) \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (25)$$

Maintenant, on va définir quelques sous-routines formulées par les auteurs, et qui sont assemblées pour donner un programme de fonctionnement (PLAST) pour les applications de l'élasto-plasticité à deux dimensions. Le schéma général du programme est présenté sur la figure A.1.

IV. Quelques sous-routines principales du programme PLAST :

IV.1. Sous-routine DIMEN :

La fonction de ce sous-programme est de présélectionner les valeurs des variables utilisées dans le programme. En particulier les variables liées au processus dynamique de calcul des dimensions sont définies. Ainsi si on l'exige pour améliorer le programme suivant l'importance de la taille maximum du problème qui peut être résolue, il est seulement nécessaire de modifier les rapports de dimension dans le programme principale, ainsi que les variables dans le sous-programme DIMEN.

IV.2. Subroutine ZERO :

Ce sous-programme place simplement à zéro les tenseurs de plusieurs rangées utilisées dans le programme. Ces rangées seront utilisées pour accumuler par itération des données, pendant que le processus itératif continue, et elles exigent donc pour être initialisées à zéro.

IV.3. Subroutine INVAR :

Le rôle de ce sous-programme est d'évaluer les diverses fonctions de contrainte employées pour indiquer l'initiation de ou la continuité de la déformation plastique pour les quatre critères considérés dans ce chapitre. Plus d'explication sur les que nous devons calculer sont résumé dans le tableau A.1.

Tableau A.1 : Contrainte effective et contrainte de flexion uniaxial pour les critères inclus dans le code machine élasto-plastique.

Critères	Contrainte effective	Uniaxial (ou contrainte équivalente)
Tresca	$2(J_2)^{\frac{1}{2}} \cos \theta$	σ_Y
Von Mises	$\sqrt{3}(J_2)^{\frac{1}{2}}$	σ_Y
Mohr-coulomb	$\frac{1}{3}J_1 \sin \phi + (J_2)^{\frac{1}{2}} \times \left(\cos \theta - \frac{\sin \theta \sin \phi}{\sqrt{3}} \right)$	$c \cos \phi$
Drucker-Prager	$a.J_1 + (J_2)^{\frac{1}{2}}$	k'

Si la déformation non plastique a lieu à un point quelconque, elle est régie par son niveau de contrainte comme surveillé par les fonctions dans la deuxième colonne du tableau A.1. Pour que l'écoulement plastique se produise ce niveau de contrainte doit réaliser les valeurs données dans la troisième colonne du tableau A.1.

Le sous-programme INVAR calcule simplement les composants effectives ou déviatoriques de contrainte et alors évalue la fonction appropriée dans la deuxième colonne du tableau 1 dépendant du critère étant utilisé. Le choix du critère est géré par le paramètre NCRIT, du sous-programme INPUT.

IV.4. Subroutine YIELDF :

La fonction de ce sous-programme est de déterminer le vecteur d'écoulement \mathbf{a} et les constantes C_1 , C_2 , et C_3 qui sont en relation avec le vecteurs \mathbf{a} . cela pour les quatre critères utiliser dans le programme.

IV.5. Subroutine FLOWPL :

Le but principal de ce sous-programme est de déterminer le vecteur d_D qui entre dans le calcul de la matrice d'élasto-plasticité D^{ep} pour déformation selon le type d'analyse entrepris.

Dans le programme présenté seulement une forme linéaire d'écrouissage est explicitement considérée. Dans ce cas-ci le terme H' devient une constante et est indiquée comme propriété du matériau.

IV.6. Subroutine STIFFP :

Ce sous-programme évalue la matrice de rigidité pour chaque élément alternativement et diffère de la version élastique linéaire, seulement parce que la matrice d'élasticité D est remplacée (au moins pour l'approche de rigidité tangentiel) par la matrice élasto-plastique D^{ep} . Ce sous-programme s'appelle seulement quand les rigidités d'élément doivent être reformulés comme commandés par KRESL variable défini dans le sous-programme ALGOR. Évidemment la nécessité des rigidités d'élément calculé pour la première itération du premier incrément de charge et le comportement élastique doit être assumée. Chaque autre temps ce sous-programme est consulté, les rigidités doivent être recalculés pour expliquer n'importe quelle déformation plastique du matériau et par conséquent la matrice D^{ep} doit être utilisée.

IV.7. Subroutine LINEAR :

Le but de ce sous-programme est simplement de déterminer les contraintes des déplacements donnés en supposant un comportement linéaire élastique. Ce sous-programme est utilisé dans le calcul résiduel de force à décrire dans la prochaine section. Les composants de déplacement d'élément, ELDIS(IDOFN, INODE) sont écrits dans le sous-programme, les composants de déformation au point de gauss à l'étude, STRAN(ISTR1) calculés et finalement les composants de contrainte sont évalués et stockés dans STRES(ISTR1).

IV.8. Subroutine RESIDU :

La fonction de ce sous-programme est d'évaluer les forces nodales qui sont statiquement équivalentes aux champs de contrainte, satisfaisants aux conditions d'elasto-plasticité. La comparaison de ces forces nodales équivalentes avec les charges appliquées donne les forces résiduelles, et cette opération est effectuée dans le sous-programme CONVER.

Toutes les quantités de contrainte et de déformation sont surveillées à chaque point d'intégration gaussien et donc on peut déterminer si ou non la déformation plastique s'est produite à de tels points. En conséquence un élément peut se comporter partiellement élastique et partiellement elasto-plastique si certains, mais pas tous, points de gauss indiquent le rendement en plasticité. Pour n'importe quel incrément de charge, il est déterminé quelle proportion est élastique, et quelle partie produit la déformation plastique, et puis ajuste les termes de contrainte et de déformation jusqu' à ce que les critères de rendement et les lois constitutives soient satisfaits.

IV.9. Subroutine OUTPUT :

Ce sous-programme produit les résultats à une fréquence déterminée par les paramètres NOUTPUT (1) et NOUTPUT (2), qui sont déclaré dans INPUT. Les contraintes principales et leurs directions sont également calculées dans ce sous-programme et ceux-ci sont donnés par des expressions suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau_{xy}^2 \right)} \quad (26)$$

$$\sigma_{\min} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau_{xy}^2 \right)} \quad (27)$$

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \right) \quad (28)$$

Avec x et y étant remplacé par (r) et (z) pour le cas de symétrie axiale. Le terme θ définit l'angle que contrainte principale maximum fait avec l'axe y (ou z); un angle positif est mesuré en sens contraire des aiguilles d'une montre.

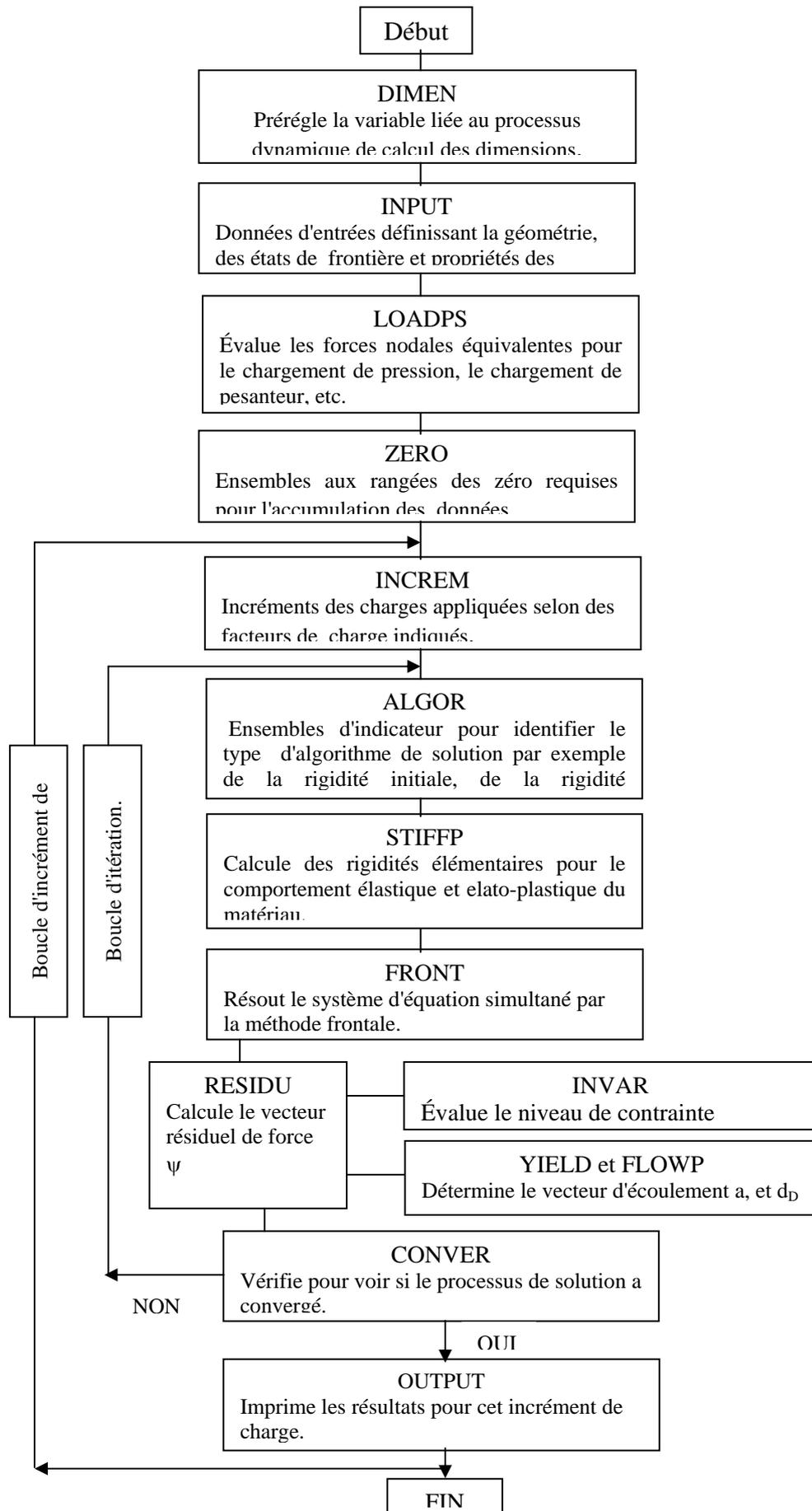


Figure A.1: Organigramme du programme PLAST pour des applications élasto-plastiques à deux dimensions.

ANALYSE DIMENSIONNELLE – THÉOREME DES π DE BUCKINGHAM

Introduction:

Quand le nombre de grandeurs ou de variables physiques vaut quatre ou plus, le théorème en π de Buckingham fournit un excellent outil pour rassembler ces grandeurs en groupements significatifs sans dimensions, dont le nombre est minimum, à partir desquelles on peut établir une équation. On appelle les groupements sans dimensions des termes en π . Écrit sous forme mathématique, s'il y'a n quantités physiques q (telle que la vitesse, la densité, la viscosité, la pression et l'air) et k grandeurs fondamentales (telle que la force, la longueur et le temps), alors mathématiquement :

$$f_1(q_1, q_2, q_3, \dots, q_n) = 0 \quad (29)$$

Cette expression peut être remplacée par l'équation :

$$\Phi(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots, \pi_{n-k}) = 0 \quad (30)$$

Où n'importe quelle terme en π ne dépend pas de plus de $(k+1)$ quantités physiques q et où chacun des termes en π sont des monômes des quantités q indépendants et sans dimension.

Méthodologie :

1. Faire la liste des n grandeurs q entrant dans un problème particulier, notant leurs dimensions et le nombre k des grandeurs fondamentales. Il y aura $(n-k)$ termes en π .
2. Choisir k de ces quantités, aucune n'étant sans dimensions, et deux d'entre elles n'ayant pas les mêmes dimensions. Toutes les grandeurs fondamentales doivent être comprises dans les grandeurs choisies.
3. Le premier termes en π peut s'exprimer comme produit des grandeurs choisies chacune élevées à un exposant inconnu, et d'une autre quantité élevée à une puissance connue (généralement prise comme égale à un).
4. Retenir les grandeurs choisies en (30) comme variables de référence et choisir l'une des variables restantes pour établir le prochain terme en π . Répéter ce procédé pour les termes en π successifs.
5. Pour chaque terme en π , trouver les exposants inconnus par l'analyse dimensionnelle.

Relations utiles :

- a) Si une grandeur est sans dimension, c'est un terme en π et il est inutile d'employer le procédé ci-dessus.
- b) Si deux quantités physiques ont les mêmes dimensions, le rapport est un terme en π .
- c) On peut remplacer n'importe quel terme en π par une de ses puissances, π^{-1} inclus. Par exemple on peut remplacer π_3 par π_3^2 et π_2 par $1/\pi_2$.
- d) On peut remplacer tout terme en π par son produit par une constante numérique.
- e) On peut exprimer tout terme en π comme fonction des autres termes en π .

ILLUSTRATIONS GRAPHIQUES DE LA PARTIE II

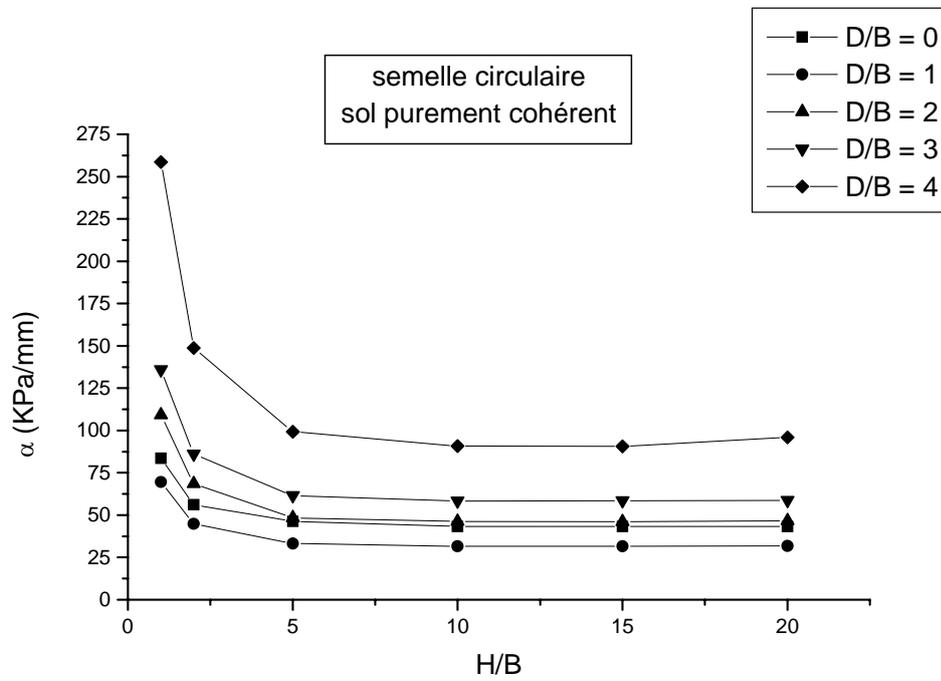
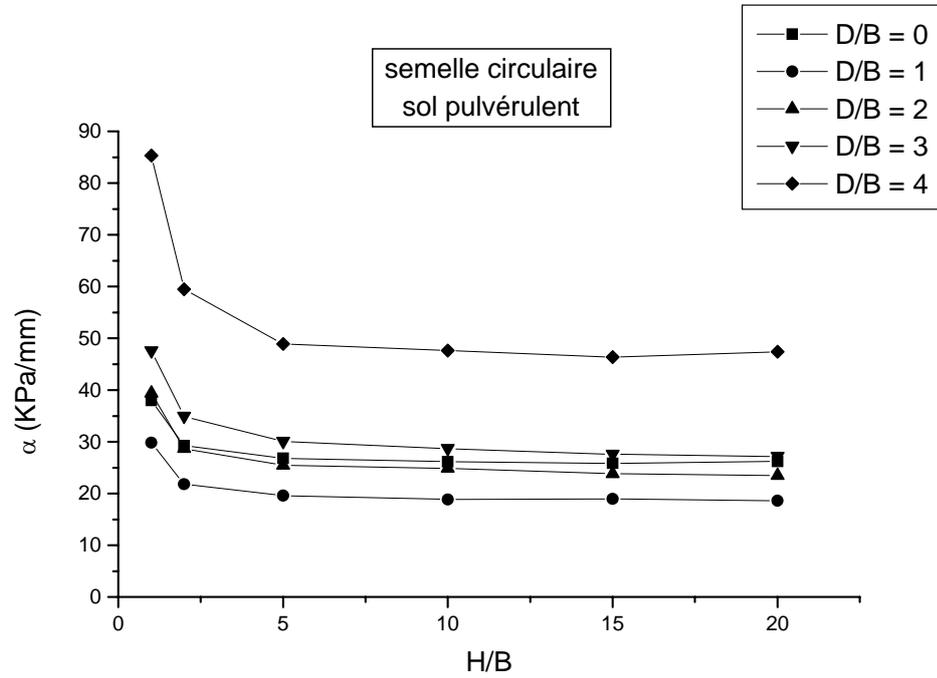


Figure C.1: Variation de la pente α en fonction du rapport H/B pour sols pulvérulent et cohérent

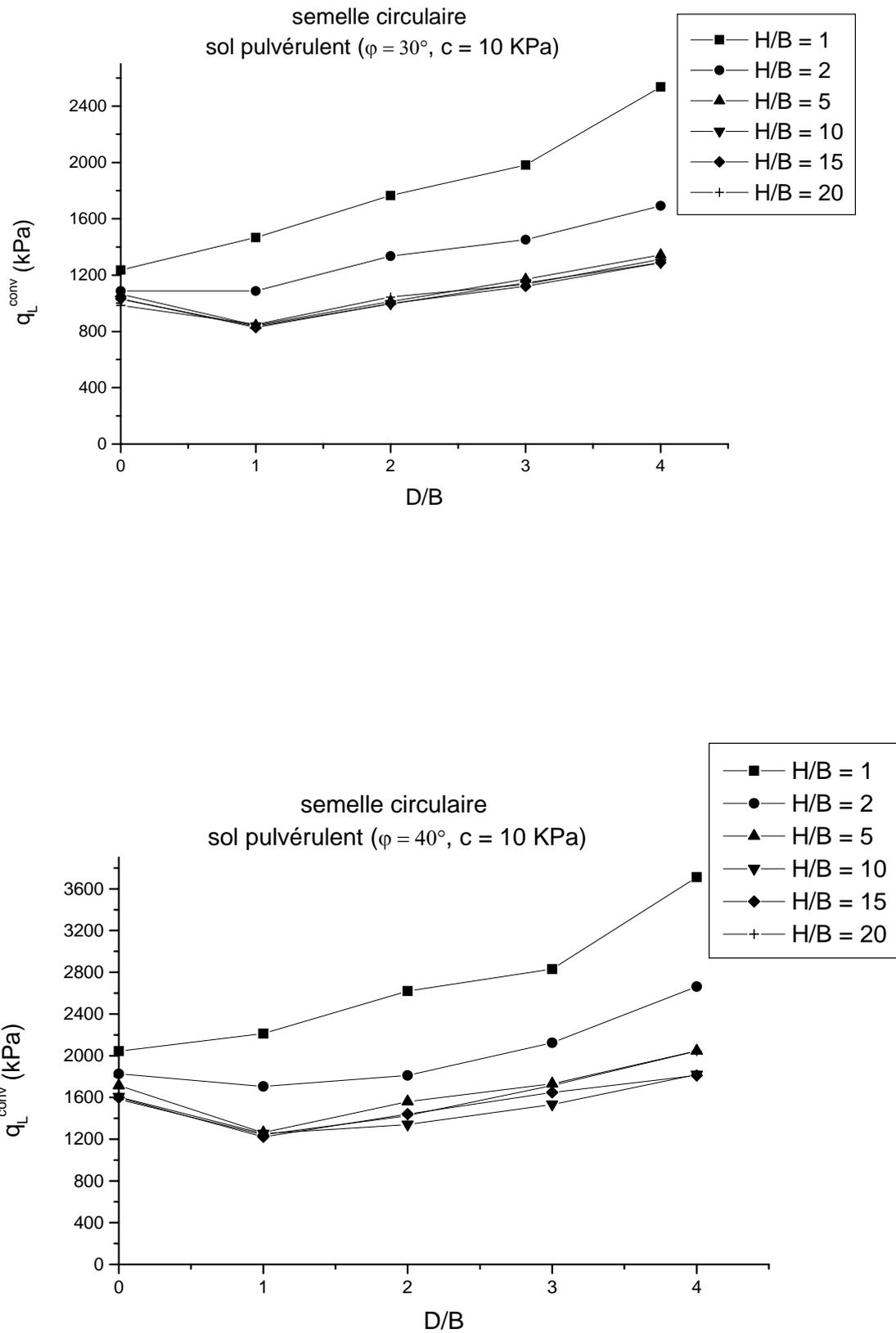


Figure C.2: Variation de la contrainte limite conventionnelle en fonction de l'élanement D/B pour sol pulvérulent.

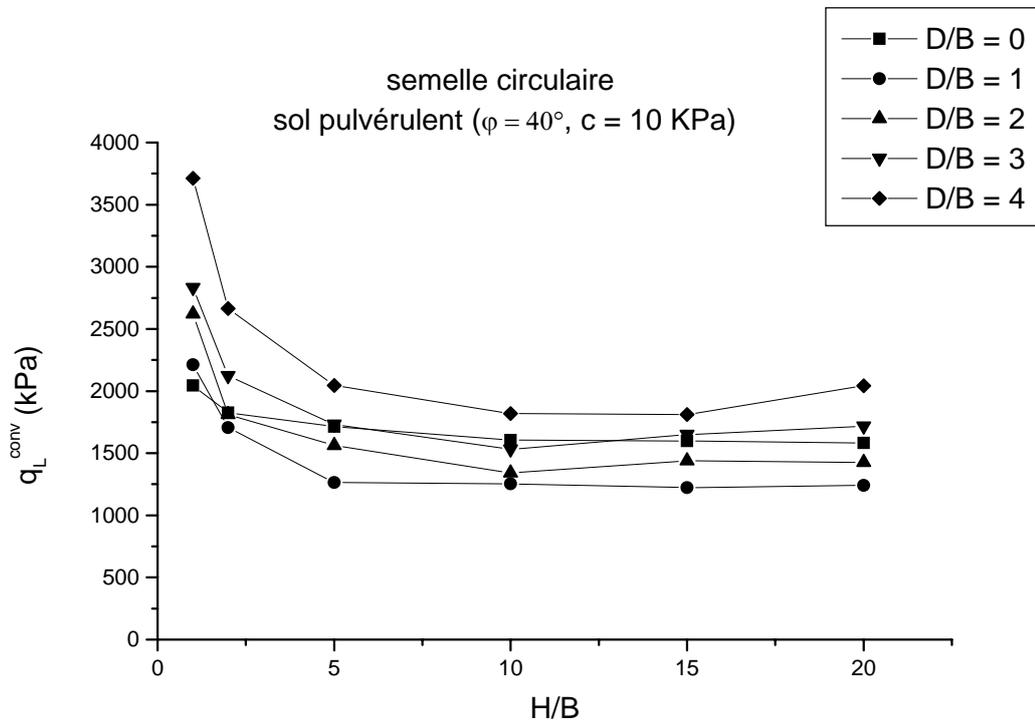
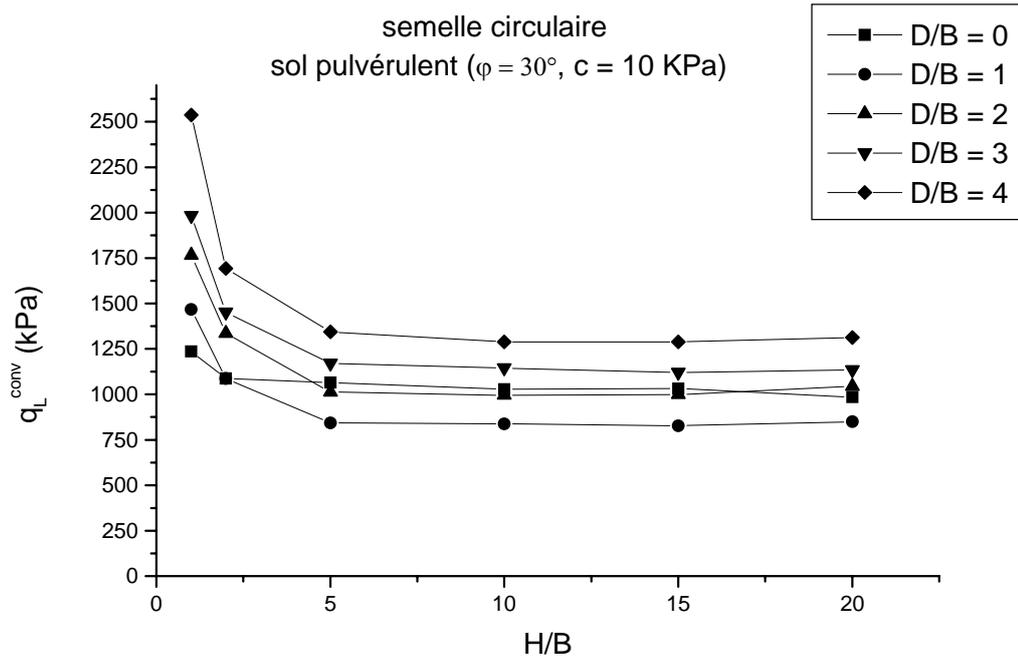


Figure C.3: Variation de la contrainte limite conventionnelle en fonction du rapport H/B pour sol pulvérulent.

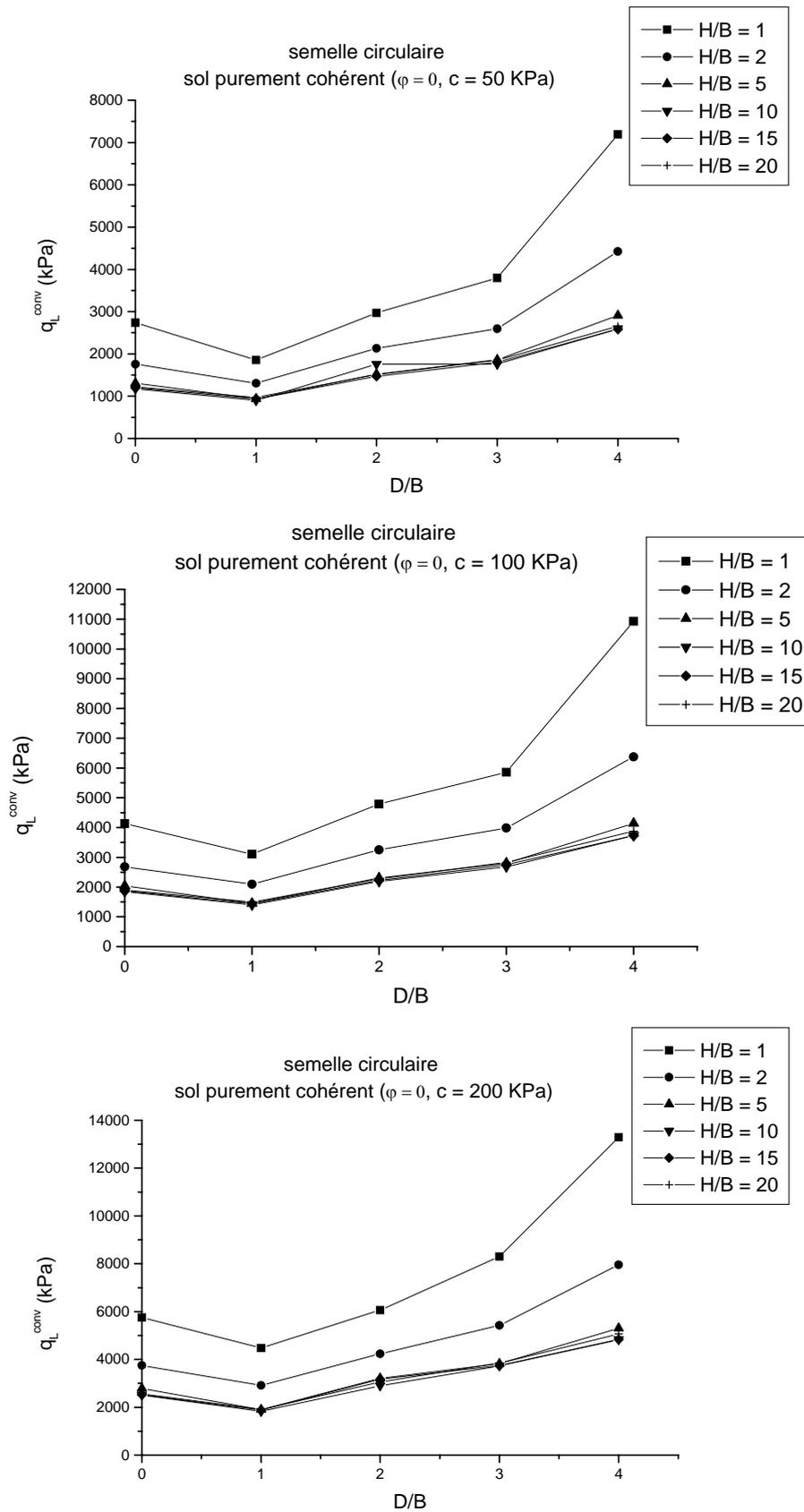


Figure C.4: Variation de la contrainte limite conventionnelle en fonction de l'élancement D/B pour sol purement cohérent

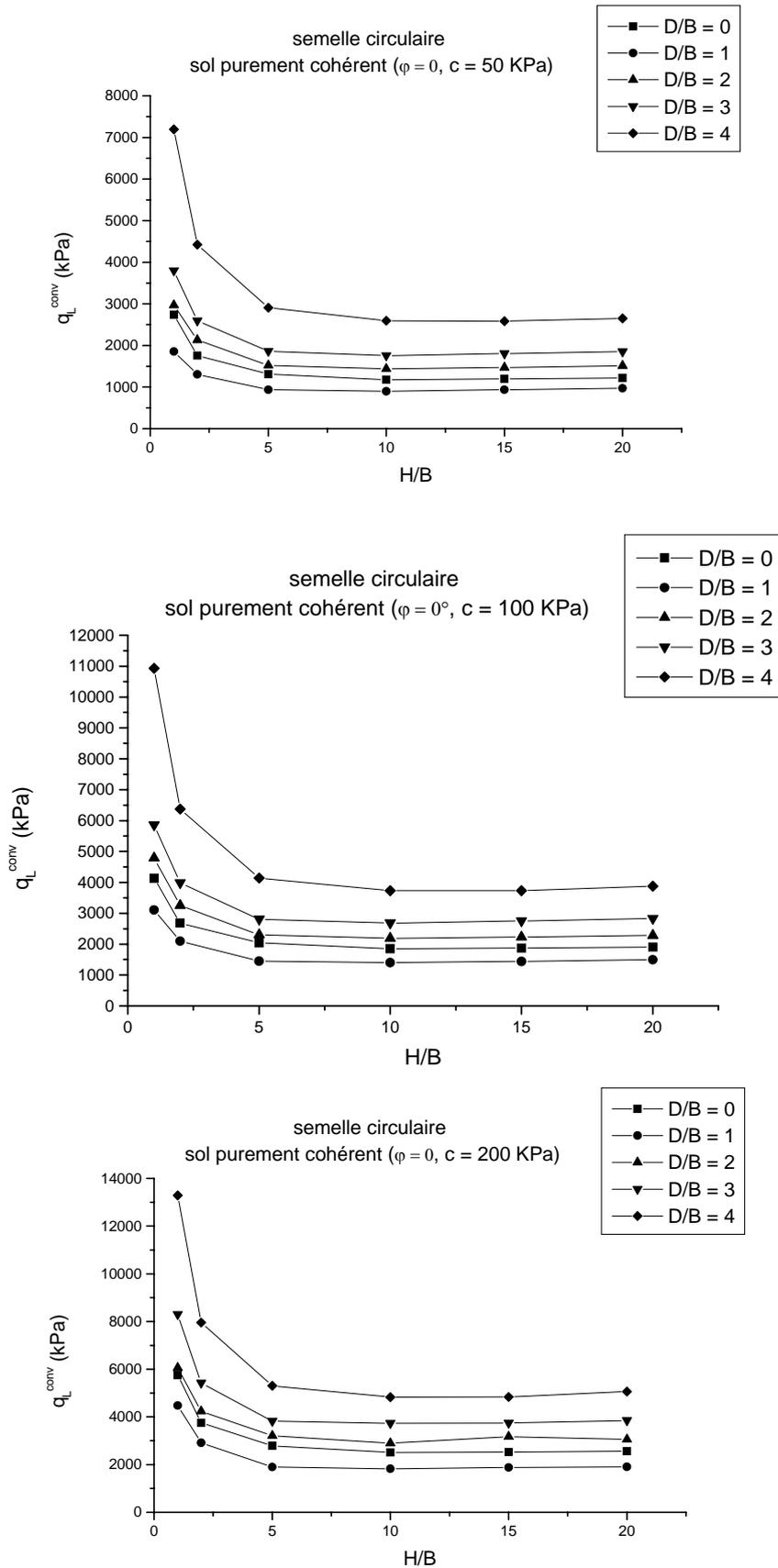


Figure C.5: Variation de la contrainte limite conventionnelle en fonction du rapport H/B pour sol purement cohérent.

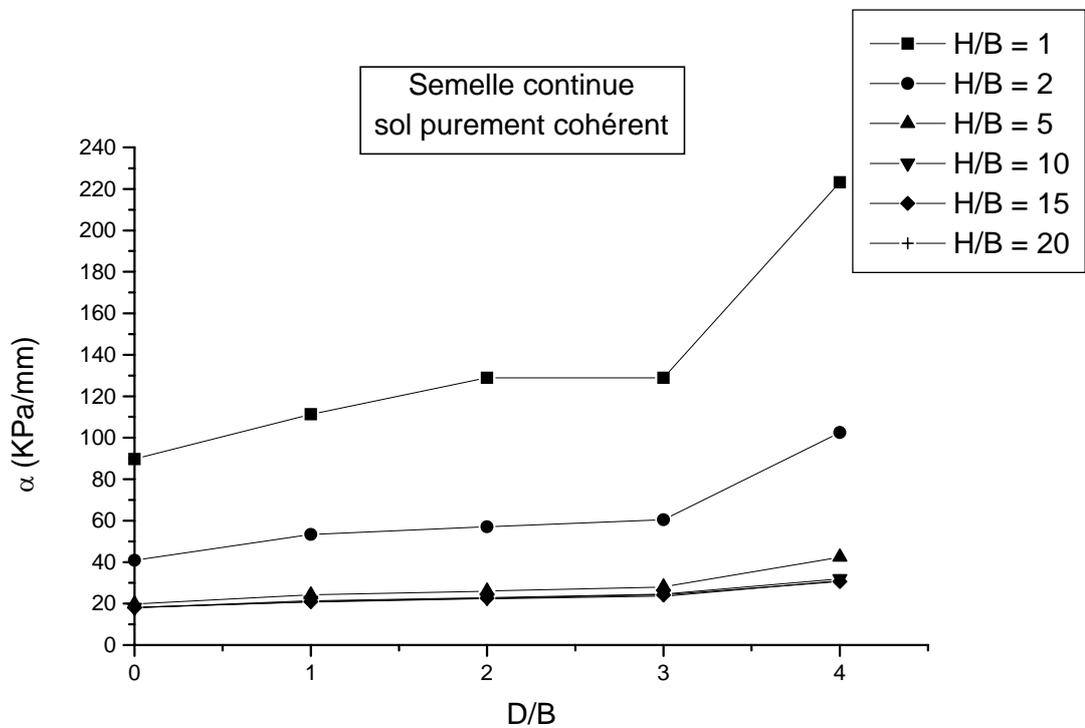
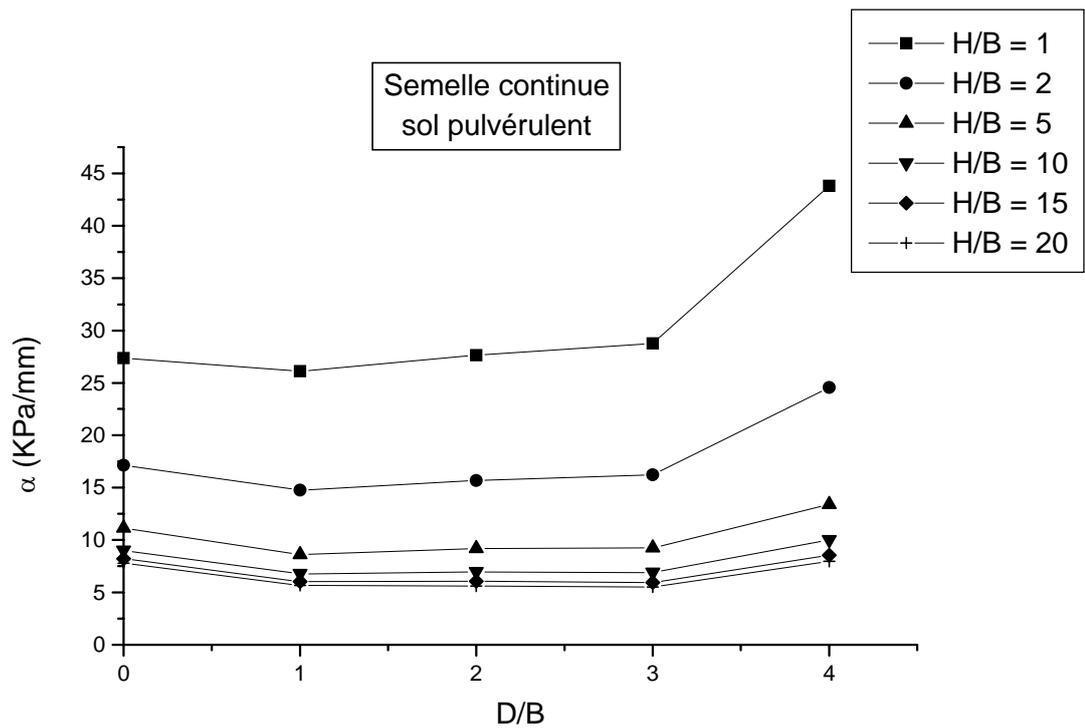


Figure C.6: Variation de la pente α en fonction de l'élancement D/B pour sols pulvérulent et cohérent.

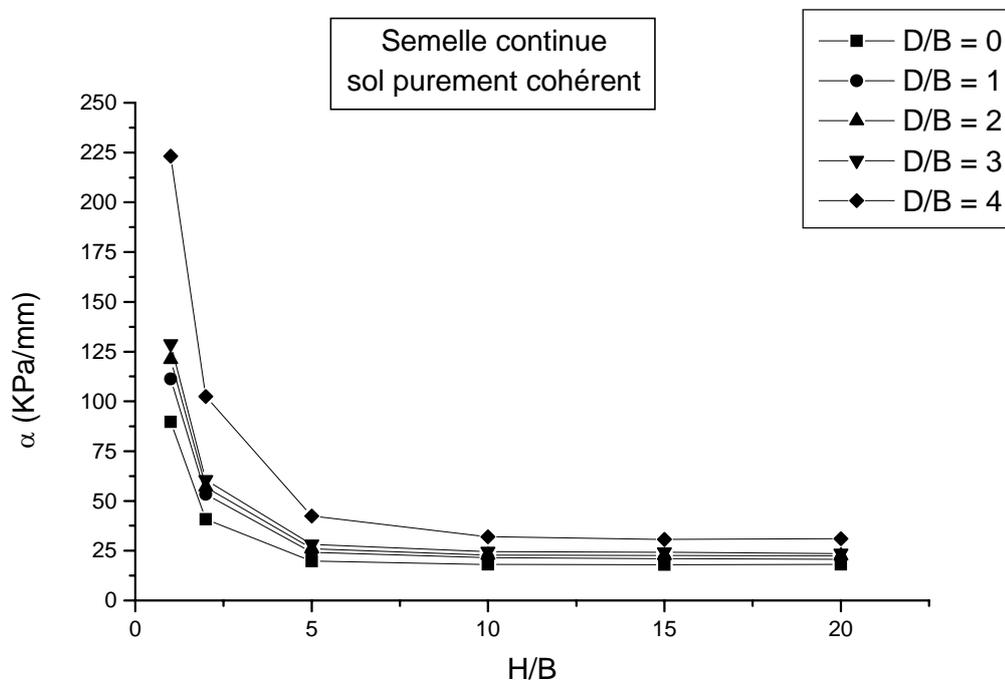
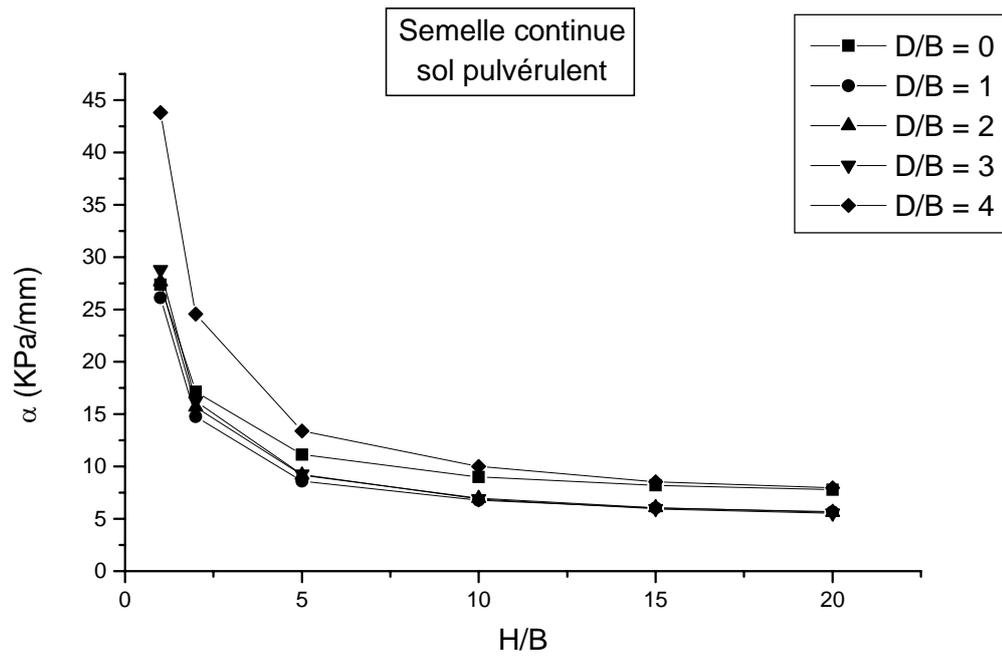


Figure C.7: Variation de la pente α en fonction du rapport H/B pour sols pulvérulent et purement cohérent

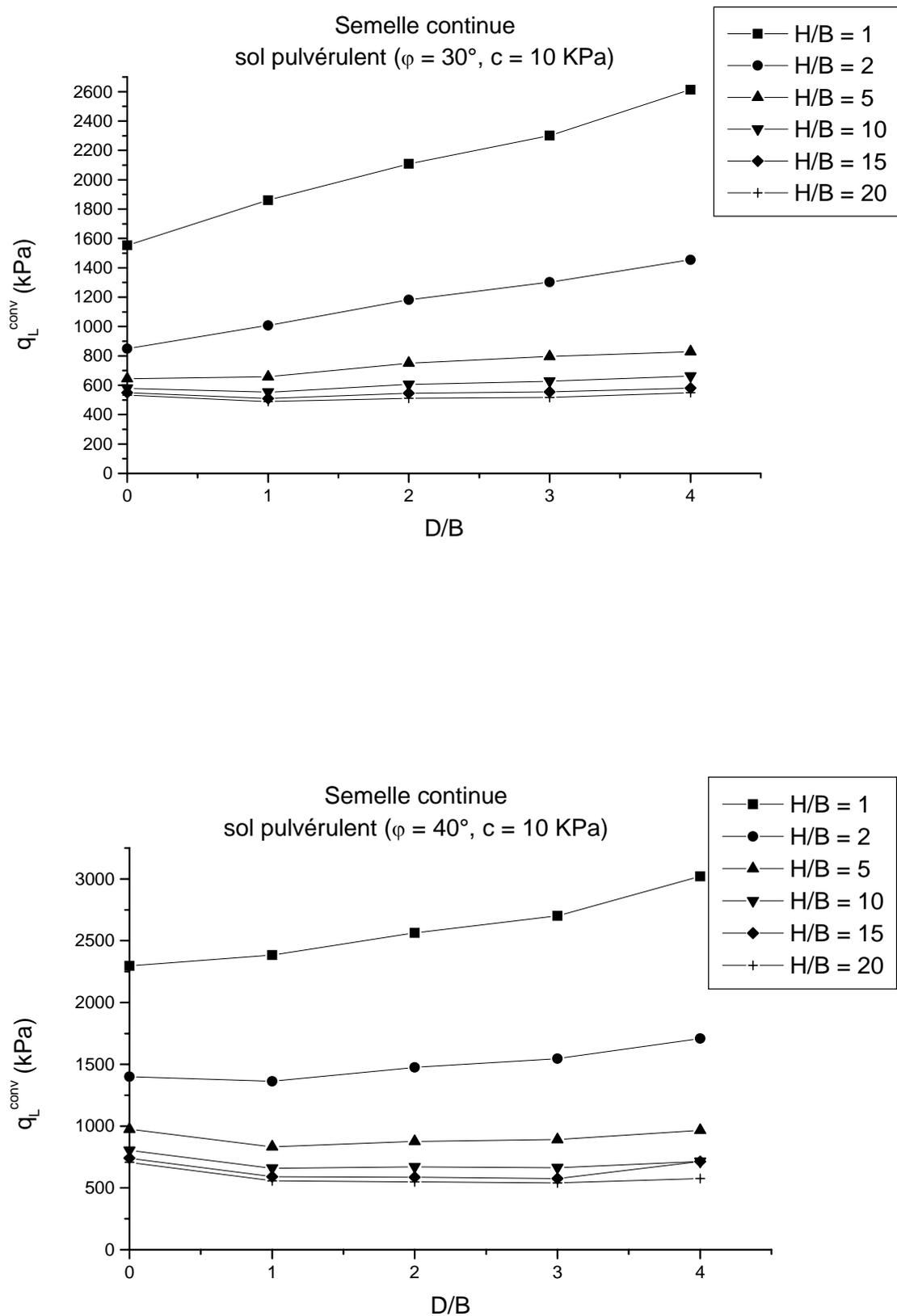


Figure C.8: Variation de la contrainte limite conventionnelle en fonction de l'élancement D/B pour sol pulvérulent

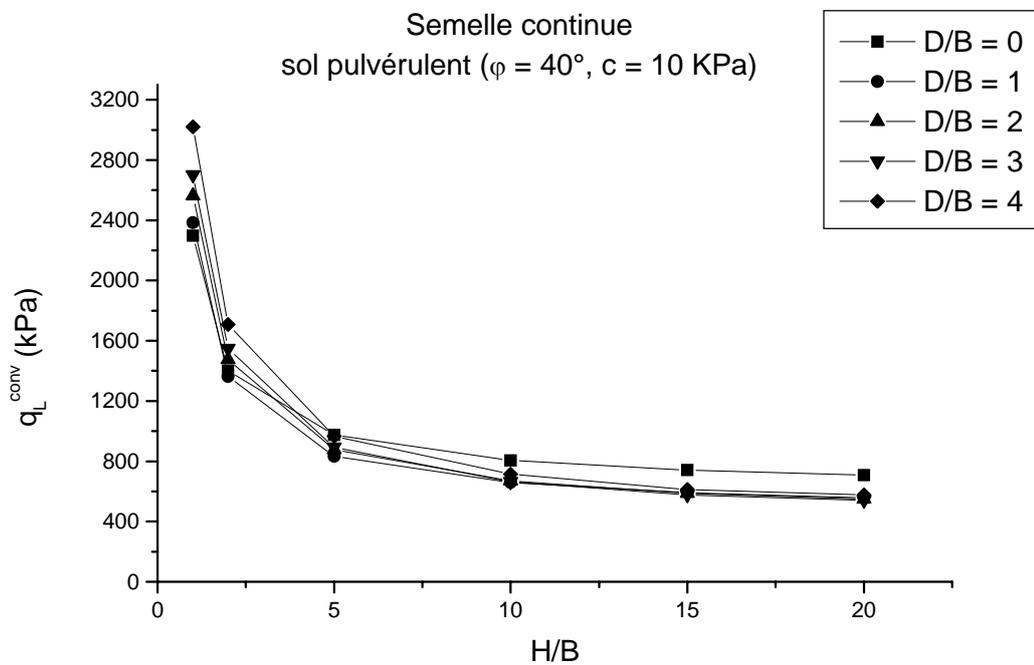
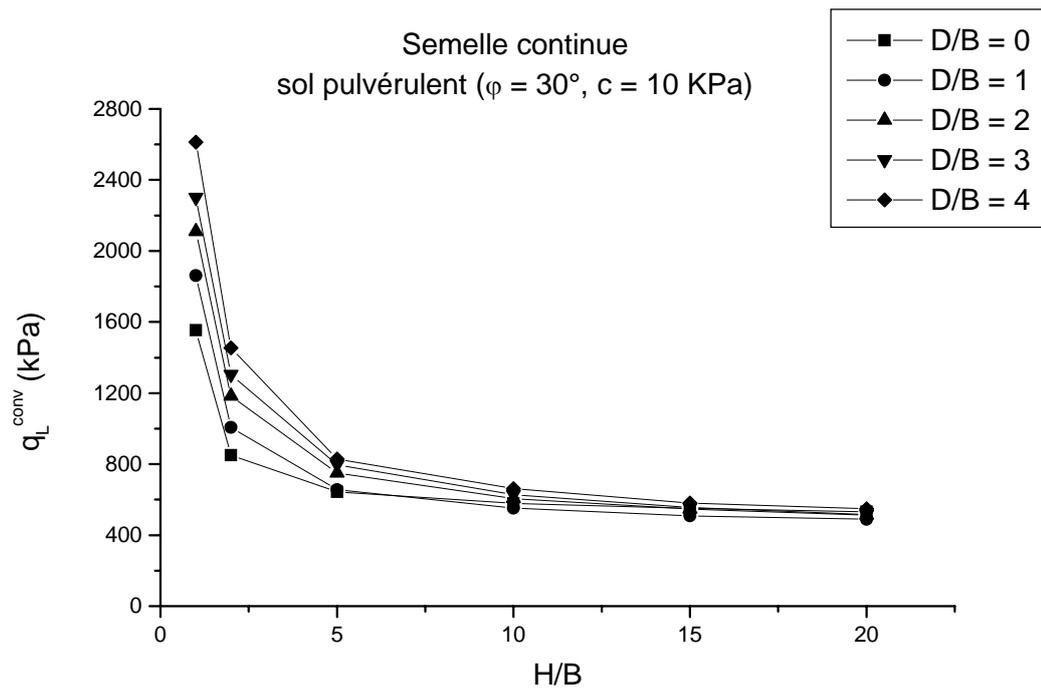


Figure C.9: Variation de la contrainte limite conventionnelle en fonction du rapport H/B pour sol pulvérulent.

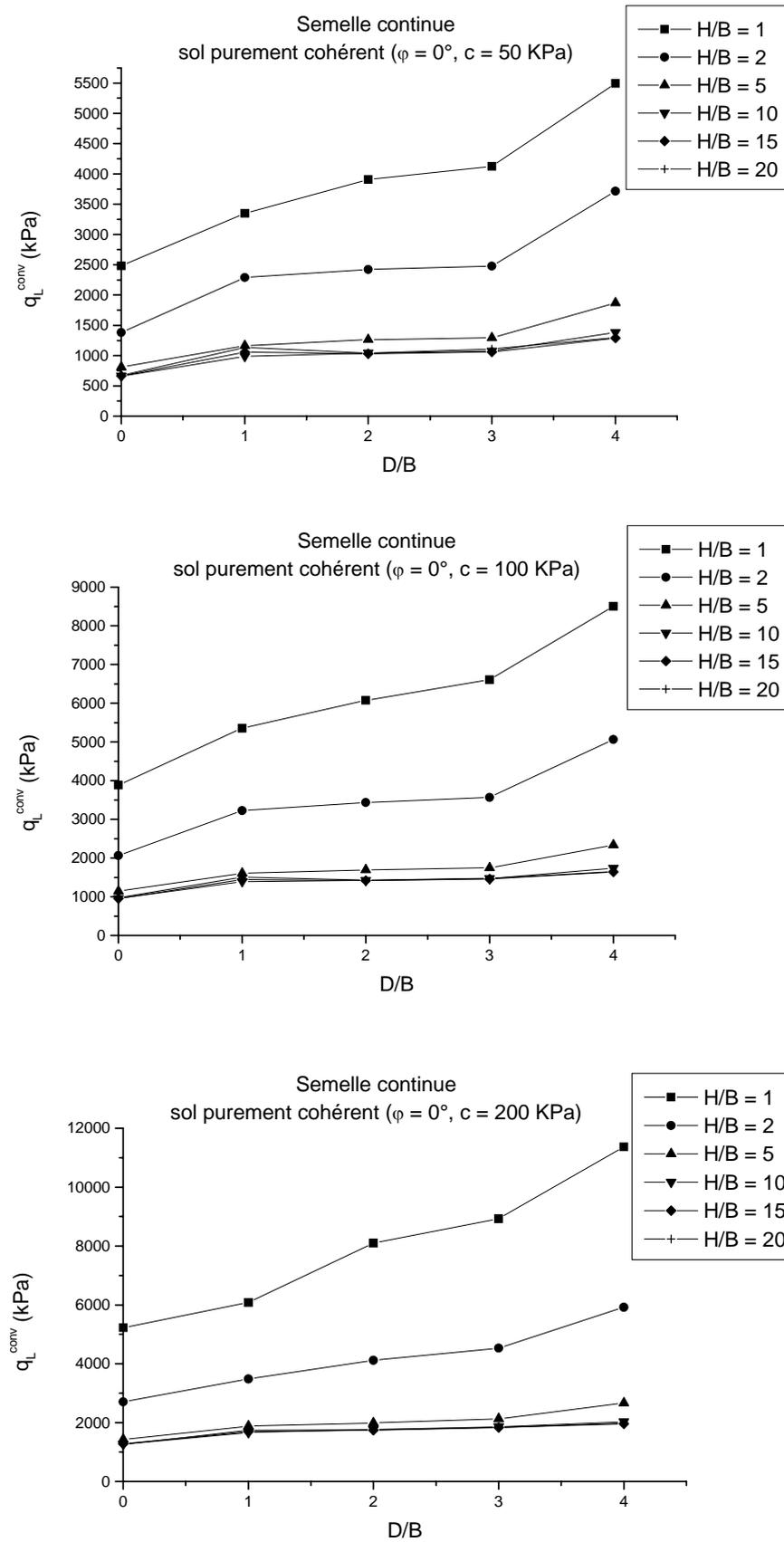


Figure C.10: Variation de la contrainte limite conventionnelle en fonction de l'éclatement D/B pour sol purement cohérent

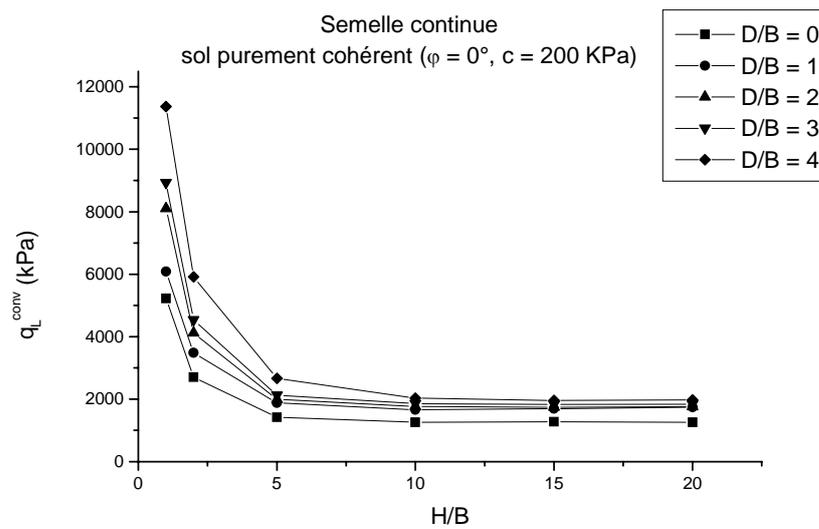
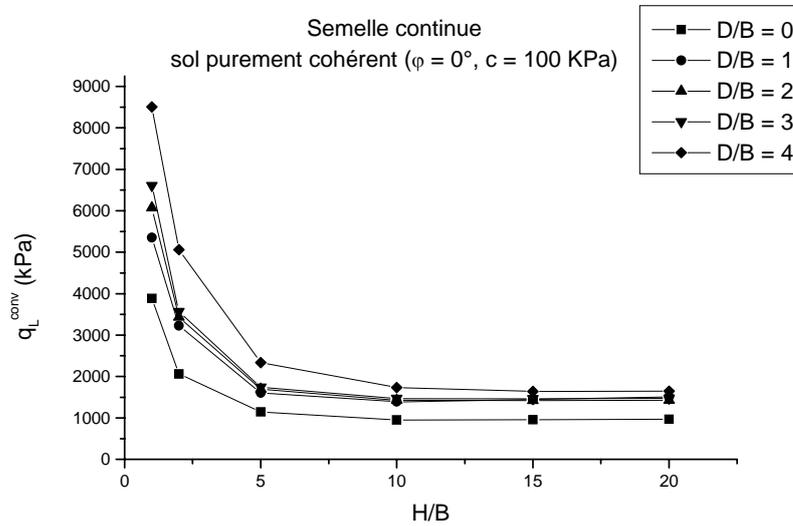
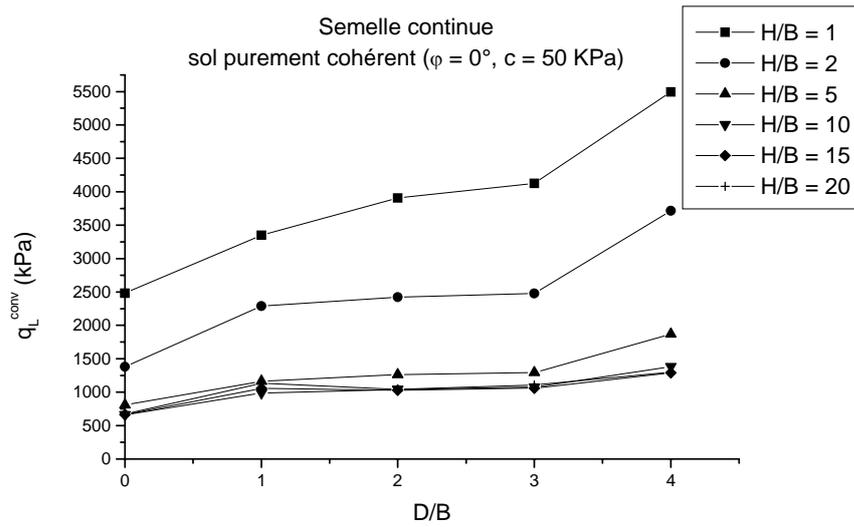


Figure C.11: Variation de la contrainte limite conventionnelle en fonction du rapport H/B pour sol purement cohérent

ÉLÉMENTS DE CONTACT

I. Généralités sur les éléments d'interface :

Le contact mécanique comme le flux (du fluide, de la chaleur, de l'humidité) par la surface entre deux corps est modélisé par la discrétisation par éléments finis de l'interface entre eux. Les éléments d'interface emploient des noeuds appartenant à la maille de l'élément fini des deux solides adjacents en assumant la théorie des petits déplacements. D'ailleurs la compatibilité des positions initiales des noeuds est exigée.

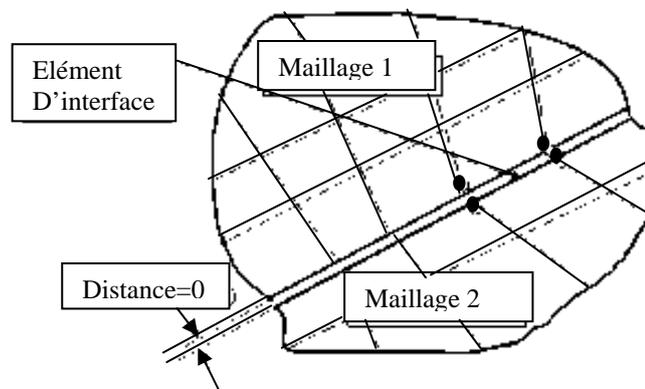


Figure D.1: Les éléments de contact entre deux corps adjacents.

La géométrie de l'élément d'interface est basée sur le tracer iso-paramétrique de l'élément de référence (Figure D.2).

Comme on suppose que les noeuds des deux couches d'élément occupent la même position:

$$\mathbf{x}(\xi) = \sum_{i=1, \dots, N_{en}} N_i(\xi) \mathbf{x}_i. \quad (31)$$

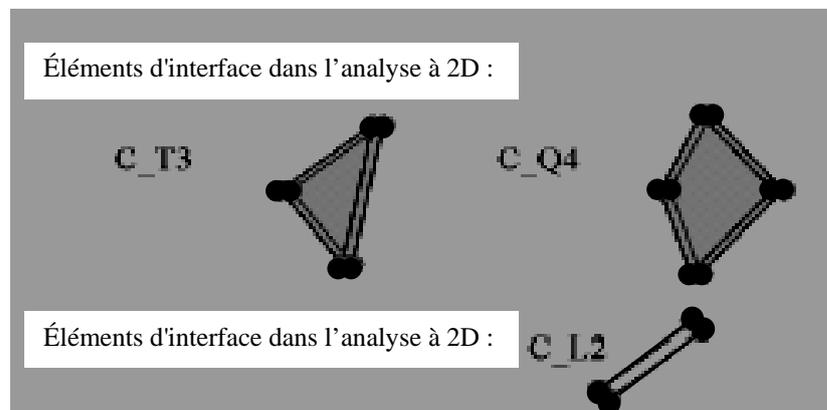


Figure D.2: Famille des éléments d'interface.

I.1. Interface: Contact mécanique :

Comme un dispositif additionnel, pour le contact mécanique, l'option de continuité de déplacements est présentée. Ceci est lié au statut d'élément d'interface.

1) Statut de contact :

Les éléments d'interface reproduisent l'action de force entre les deux corps basés sur les déplacements relatifs des noeuds d'interface. Le frottement du modèle élastoplastique est employé pour le glissement et la séparation entre les deux corps. Alors que les propriétés élastiques de l'interface imposent les multiplicateurs de contraintes de pénalité à l'exclusion de la pénétration.

2) Statut de Continuité (u, p, T) ou Continuité (u, T):

La continuité des déplacements à travers l'interface est imposée. Les noeuds des deux côtés de l'interface partagent la même cinématique.

I.2. Phase Liquide :

En cas de mode d'analyse d'écoulement ou de déformation + flux, les éléments d'interface peuvent posséder des pressions aux noeuds des deux couches. Ces éléments d'interface peuvent être employés pour modéliser les situations suivantes :

1) Interface entièrement perméable

La continuité de pressions à travers l'interface est imposée. Les noeuds des deux côtés de l'interface partagent la même pression.

2) Interface imperméable

Le débit est nul dans la direction normale à l'interface ("aucun flux" $q_n = 0$ condition aux deux faces est imposé). Les pressions résultantes sur les deux faces d'interface seront (en général) discontinues. Dans ce cas-ci l'élément d'interface ne contribue pas au système d'équation.

3) Interface perméable

Des états isotropes et anisotropes d'écoulement peuvent être manipulés.

II. Déplacements et déformations :

Les déplacements à chaque couche de l'interface L1 et L2 sont interpolés en utilisant l'approche standard des déplacements nodaux u :

$$\mathbf{u}_{\frac{L1}{L2}}(\xi) = \sum_{\substack{i=1, \dots, N_{en} \\ i=N_{en}+1, \dots, 2N_{en}}} N_i(\xi) \mathbf{u}_i \quad (32)$$

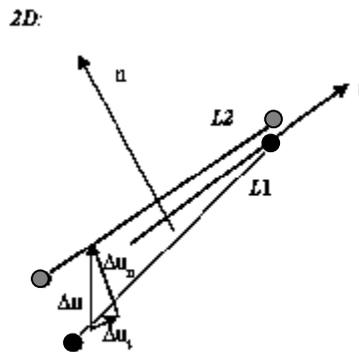


Figure D.3: Contraintes généralisées en élément contact.

Les contraintes généralisées au point d'intégration de l'élément d'interface sont des déplacements mutuels des deux couches transformées à la base locale $\{t, n\}$ de l'élément. La relation entre la contrainte ci-dessus généralisée et les déplacements nodaux peut être formulée par :

$$\varepsilon(\xi) = \mathbf{B}(\xi) \mathbf{u} = \sum_{i=1}^{2N_{en}} \mathbf{B}_i(\xi) \mathbf{u}_i \quad (33)$$

III. MODÈLE CONSTITUTIF :

Les valeurs des paramètres décrit ci-dessous ce fait automatiquement (par défaut) basé sur l'algorithme suivant:

1. Trouvez les éléments voisins (actifs au temps courant t_{n+1})
2. Pour les éléments voisins trouvez la taille maximum dans la direction normale à l'interface

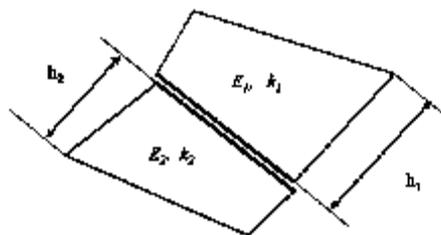


Figure D.4: Évaluation de rigidité de pénalité

1. Estimation de la rigidité normale, comme suit:

$$K_n = \min \left(\frac{E_1}{h_1}, \frac{E_2}{h_2} \right) \frac{A}{\sqrt{N_{eq} \varepsilon}} \quad (34)$$

2. La rigidité tangentielle K_t de l'interface est donnée comme:

$$K_t = 0.01 K_n \quad (35)$$

3. Dans le cas du mode analyse Écoulement ou de Déformation + Écoulement la perméabilité à pénalité est estimée a:

$$k_f = \frac{B}{\gamma_w \sqrt{N_{eq} \varepsilon}} \min \left(\frac{k_1}{h_1}, \frac{k_2}{h_2} \right) \quad \text{where } k_m = \sqrt{\sum_{i=1, N \text{ dim}} k_{ii}^2 k_r(S(p))} \quad (36)$$

Cela en tenant compte du multiplicateur de perméabilité k_r sur la saturation courante

$S = S(p)$.

Dans ce qui précède:

A, B : Facteurs arbitraires (par défaut $A = 10^{-4}$ $B = 10^3$) donnés par l'expérience numérique.

N_{eq} : Nombre d'équation total dans le système.

ε : Précision (petit nombre dépendant de la machine)

- Propriétés des éléments de contact :

Multiplicateur de $k_n = 0.01$

$K_t/k_n = 0.01$

Poids spécifiques = Densité de fluide = 10 kN/m^3

Angle de frottement = $2/3 \varphi$ (degré)

Angle de dilatance $0 \leq \psi \leq \varphi$ (degré)

Adhérence = $2/3 c$ (kPa)

Avec :

φ : L'angle de frottement interne du sol.

c : la cohésion du sol.

Z (m)/T.N																			
N _{spt}																			
Z (m)/T.N																			
N _{spt}																			

Remarque:.....

Essais de Laboratoire:

Nombre de sondages carottés ou à la tarière :

Mentionner le N° de sondage, la profondeur et les résultats d'essai :

.....

Remarque (si nécessaire)

4. FONDATION D'ESSAI :

Réf. Fondation dans le document : Forme de section : Matériau de la
 fondation :

Longueur L : Largeur (ou Diamètre) B : Fiche D :

Hauteur de la fondation h : Elancement D/B :

Module d'élasticité du matériau E_p :

Remarque (si nécessaire)

5. ESSAI DE CHARGEMENT :

Chargement : monocyclique : Oui/Non Plusieurs cycles : Oui/Non Nombre :

Courbe de chargement :

q (kPa)									
S (mm)									

Remarque (si nécessaire) :

6. INTERPRETATION DE L'ESSAI :

Pression verticale limite q_l (kPa) :

Pente initiale de q-s (kPa/mm) :

Coefficient d'ajustement hyperbolique R % :

Pression correspondant à s=B/10 :

Tassement résiduel (mm) :

LISTE DES SYMBOLES

B : Diamètre ou largeur la semelle.

C_a : Force d'adhérence

$C_{u(V)-1}$: Cohésion non drainée de la couche supérieure d'argile

$C_{u(V)-2}$: Cohésion non drainée de la couche inférieure d'argile.

D : Fiche de la semelle.

$[D^e]$: Matrice élastique.

D' : Prolongement de la zone de rupture dans le sol à la charge ultime.

D_r : Densité relative du sable.

E_p : Module d'Young du sol.

E_p : Module d'Young de la fondation.

E^+ : Module de compression simple mesuré à partir du pressiomètre inversé.

F : Fonction de la non-homogénéité de la cohésion du sol ($\rho B/c_0$) et de la rugosité de l'interface fondation-sol.

H : Epaisseur de la couche du sol.

H_f : Profondeur de rupture sous la fondation de la couche faible supérieure.

$I, I_1, I_2, I_z, I_w, P_H$ et P_{Hm}, η : Facteurs d'influence de la pression sur le tassement.

I_c : Indice de compressibilité,

K : rigidité relative sol/fondation.

K_T : Matrice de rigidité tangentielle du matériau.

L : Longueur la semelle.

L_1, L_2 : Dimensions latérale et horizontale du maillage respectivement.

N : Moyenne arithmétique des nombres N du SPT sur une profondeur d'influence Z_i .

N_c, N_q, N_γ : Facteurs de portance

$N_c', N_q',$ et N_γ' : Facteurs de portance modifiés.

$N_{c(L)}$: Facteur de portance.

N_m : Facteur de portance modifié qui dépend du rapport c_2/c_1 et de l'épaisseur relative de la couche supérieure H/B .

N_{spt}^* : Nombre de coups équivalent sur une zone de $3B/2$ sous la base de la fondation.

p_{le}^* : Pression limite équivalente nette sur une zone de $3B/2$ sous la base de la fondation.

P_p : Force passive.

Q : Charge verticale appliquée à la fondation.

R : Rayon de la fondation circulaire.

R_0 : Rayon de la demi-sphère,

S_d : Tassement du domaine déviatorique

S_A : Tassement du domaine sphérique.

S_p : Déplacement vertical de la pointe.

c : Cohésion.

c_0 : Cohésion non-drainée à la surface du sol

c_1 : Facteur correctif qui tient compte de l'encastrement de la fondation.

c_2 : Facteur correctif qui tient compte le fluage du sable.

d : Profondeur de la nappe d'eau de la surface du sol.

f_s : Facteur de forme de la fondation.

f_l : Facteur d'épaisseur de la couche.

f_t : Facteur de tassement par fluage.

h : Hauteur de la semelle.

h_p : Hauteur de la pointe du pénétromètre statique.

k : Paramètre d'écroûissage.

k_p, k_c, k_s : Facteurs de portance à partir de l'essai préssiométrique, de pénétration statique et de l'essai pénétration standard respectivement.

q : Pression moyenne effective agissant sur la fondation.

q_b : Portance de la fondation dans de la couche inférieure du sol.

q_c : Résistance en point du pénétromètre statique

q_t : Portance de la fondation dans de la couche supérieure du sol.

q_u : Capacité portante de la fondation.

q_l^{conv} : Contrainte limite conventionnelle.

q_{ce}^* : Résistance nette équivalente sur une profondeur de $3B/2$ sous la base de la fondation

r : Distance par rapport à l'axe de la fondation.

s : Tassement de la fondation.

s_{ic} : Tassement au centre de la fondation.

s_{ib} : Tassement au bord de la fondation.

ϕ, φ : Angle de frottement.

$\lambda_{cs}, \lambda_{qs}, \lambda_{\gamma s}$: Facteurs de forme de fondation.

$\lambda_{ci}, \lambda_{qi}, \lambda_{\gamma i}$: Facteurs d'inclinaison de fondation.

$\lambda_{cd}, \lambda_{qd}, \lambda_{\gamma d}$: Facteurs de profondeur de fondation.

$\lambda_{qs}^*, \lambda_{\gamma s}^*$: Facteurs de forme modifiés.

λ, λ' : Coefficients de forme.

ψ : Angle d'inclinaison de la charge par rapport à la verticale.

γ : Poids volumique

γ' : Poids volumique déjaugé.

γ_1 : Poids spécifique de la première couche du sol.

γ_2 : Poids spécifique de la deuxième couche du sol.

δ : Inclinaison de la force passive P_p avec l'horizontal.

ρ : Gradient de force.

$\sigma'_{v(n)}$: Contrainte effective finale au point n considéré .

$\sigma'_{c(n)}$: Contrainte de consolidation (ou de préconsolidation au point n).

σ'_v : Pression effective maximale régnant au préalable (KPa),

σ_v^{rupt} : Contrainte verticale de rupture.

σ_Y : Contrainte équivalente.

$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$: Contraintes principales.

ξ : Facteur de correction du tassement.

ν_s : Coefficient de Poisson du sol.

ν_p : Coefficient de Poisson du matériau.

α : Coefficient de structure du sol.

$d\sigma$ et $d\varepsilon$: Incréments des tenseurs de contrainte et de déformation.

δd^* : Déplacement arbitraire.

$\delta \varepsilon^*$: Déformations compatibles.

δu^* : Déplacements internes.

ψ : Résiduel vecteur force.

ε : Déformation verticale.

α : Pente initiale de la courbe de chargement.

θ_p : Angle de la pointe du pénétromètre statique.

RÉFÉRENCES

- [1] Braja. M. DAS, “Theoretical Foundation Engineering”, éditions Elsevier publishers, 206-339 pages
- [2] Bouafia, A., “Mécanique Des Sols Appliqué, problèmes résolus”, Office Des Publications Universitaires, (2000), 363pages.
- [3] Bouafia, A, “L’Essai De Pénétration Et Ses Applications”, 155 pages.
- [4] Bowles Joseph E., “Foundation Analysis and Design”, McGRAW-HILL international editions, (1988), 944 pages.
- [5] Combarieu Olivier, “Caractérisation mécanique d’un massif compacté de sable/ cohérence des essais réalisés”, Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées. 219- (Janvier-Février 1999), Réf. NT4233, 69-73.
- [6] Cassan, M., “Les Essais In Situ En Mécanique Des Sols, Tome II, Applications et Méthodes de Calcul”, Edition Eyrolles, (1978), 331 p.
- [7] FIRENZE, “Déformation du sol et déplacements des structures”, Volume I. Edited by Associazione Geotechnica Italiana, (1991), 407-413 pages.
- [8] Jean-Louis Briaud and Robert M. Gibbens, “Predicting and Measured Behavior of Five Spread Footings On Sand”, Geotechnical Special Publication n° 41, (June 1994) 255 pages.
- [9] Ménard Louis, “ Mécanique des Sols et Travaux de Fondations : Calcul de la force portante des fondations sur la base des essais pressiométriques. Seconde partie”, Revue Trimestrielles. Tome II troisième trimestre (Septembre 1963), 9-27 pages.
- [10] MESTAT Philippe, “Maillages d’éléments finis pour les ouvrages de géotechnique, Conseils et recommandations”, Bulletin des LCPC –212- REF. 4161, (1997), 39-64 pp
- [11] OWEN J. & HINTON E., “Finite Elements in Plasticity: Theory and Practice”, éditions Pineridge Press Limited Swansea, UK, (1986), 496 pages.
- [12] Poulos H.G., “Comptes Rendus Du Quinzieme Congres International De Mécanique Des Sols et de La Geotechnique”, vol. 4, Istanbul, (2001), 2527-2600 pages.
- [13] Riccardo Berardi and Ranato Lancellotta, “Yielding from field Behaviour and its Influence on oil Tank Settlements”, Journal of geotechnical and Geoenvironmental Engineering, (May 2002), 404-415 pages.

-
- [14] Tomlinson, M.J., “ Foundation design and construction”, éditions Longman Scientific & Technical, UK, (1996), 834 pages
- [15] “Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil Fascicule n°62”, Edition Eyrolles, 186 pages.
- [16] Le groupe de coordination des textes techniques, “Document Technique Unité DTU n°13.12 : Règles pour le calcul des fondations superficielles”, AFNOR DTU, (Mars 1988), P 11-711.
- [17] CPT’ 95, “International Symposium on Cone Penetration Testing”, Vol. 2, Technical Papers 441-594 pages.
- [18] “Settlement of Structures : Symposium organised by the british Geotechnical Society at the lady nitchell Hall, Combridge held in April 1974”. L.C.P.C Nante Dept. Sol-Fondation, (April 1974), 3-471 pages.
- [19] “Comptes Rendus du Quinzième Congrès International de Mécanique des Sols et de la Géotechnique”, Vol. 1, Istanbul, (2001), 653-690 pages.