

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي و البحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mohamed khider –Biskra
Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Génie civil et d'Hydraulique
Référence :2018/2019



جامعة محمد خيضر بسكرة
كلية العلوم و التكنولوجيا
قسم الهندسة المدنية و الري
المرجع2018/2019

Mémoire de Master

Filière : Génie civil

Spécialité : Structure

Thème

Modélisation numérique des fondations circulaires

L'étudiant :

Abidallah Fatima

Encadreur :

D. Benmeddour Djamel

Promotion Juillet 2019

REMERCIEMENT

Tout d'abord, je dois remercier Allah qui m'a donné la patience d'accomplir ce travail.

J'exprime mes sincères et profondes remerciement et reconnaissance à monsieur BENMEDDOUR DJAMEL qui m'a encadrée durant ce travail et pour ces conseil et son suivi pour l'élaboration de ce travail. Qu'il puisse trouver ici témoignage de ma profonde gratitude. J'ai beaucoup apprécié sa gentillesse, sa méthode de travail et ses nombreux encouragements notamment dans des moments difficiles.

Je tiens à remercier également monsieur le docteur ZERGUINE SALAH ce qui m'a aidé dans l'utilisation et compréhension le programme PLAXIS. Je tiens à lui exprimer ma plus profonde gratitude.

Ma profonde gratitude s'adresse aux membres du jury, qui m'ont fait l'honneur d'accepter de corriger et de commenter cette mémoire.

Enfin Je voudrais remercier toute ma famille pour m'avoir soutenu durant la période de préparation de cette mémoire, surtout ma chère mère, mon cher père et mes sœurs.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Benmoussa S, (2013). '*Analyse numérique de l'influence de la stratification sur la portance des fondations superficielles*'. thèse de doctorat, université de Biskra.
- Caquot, A., Kerisel, J. (1953). Sur le terme de surface dans le calcul des fondations en milieu pulvérulent. Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, 1, 336–337.
- Chen WF (1975) Limit analysis and soil plasticity. Elsevier, Amsterdam.
- Costet, J., Sanglerat, G. (1983). Cours pratique de mécanique des sols. Tomes 1 et 2. 3^{ème} édition, Dunod, Paris.
- Eurocode 7. (2005). Calcul géotechnique Partie 1 règles générales (Norme NF EN 1997-1, Juin (2005), AFNOR, Paris.
- Fascicule 62 – TITRE V. (1993). Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil. Cahier des Clauses Techniques Générales applicables aux marchés publics de travaux. Ministère de l'équipement, du logement et des transports, Textes officiels n° 93-3, 182 pages.
- Frank, R. (1999). Calcul des fondations superficielles et profondes. Techniques de l'Ingénieur, Presses de l'ENPC, 141 p.
- Griffiths, DV. (1982). Computation of bearing capacity factors using finite elements. Géotechnique, 32 (3), 195–202.
- Griffiths, D. V. & Lane, P. A. (1999). Slope stability analysis by finite elements. Géotechnique 49, No. 3, 38–403.
- Philipponat G. "Fondations et ouvrages en terre". Editions Eyrolles (1987).
- Hansen JB (1970). Une formule révisée et étendue pour la capacité portante, A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity. Bull Danish Geotech Inst 28,5–11.
- Hill, R. (1950). The mathematical theory of plasticity. Oxford University Press, 356 pages.
- Kumbhojkar, A.S. 1993. Numerical evaluation of Terzaghi's N_γ . Journal of Geotechnical Engineering, 119 (3), 598–607.
- Mabrouki, A., Benmeddour, D., Frank R., Mellas M. (2010a). Coefficients de forme pour la capacité portante d'une semelle circulaire sur un sol frottant, International conférence on geotechnical engineering ICGE2010, Hammamet, Tunisie, 425–435.
- Mabrouki A, (2011). '*Modélisation numériques de l'interaction entre une fondation superficielle et d'autres constructions*' thèse de doctorat, université de Biskra.

- Magnan, J.P., Droniuc, N, Canepa, Y. (2004). Les méthodes de calcul de la portance des fondations superficielles. Symposium international FONDSUP 2003, Magnan (éd), Presse de l'ENPC, Paris, 2, 74–154.
- Merifield R. S., Sloan S.W. & YU H. S. “Rigorous plasticity solutions for the bearing capacity of two-layered clays”. *Géotechnique* 49, No. 4, 471 – 490 / 2001.
- Meyerhof, G.G. (1951). The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique*, 2, 301–332.
- Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotech. J.* 1(1): 16.
- Ménard, L. (1963). Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques – Seconde partie : Résultats expérimentaux et conclusions, *Sols-Soils*, n°6, 9-31.
- Prandtl L. (1920). Über die Härte plastischer Körper. *Nachrichten von der Königlichen Gesellschaft der Wissenschaften, Göttingen, Math.-phys. Klasse*; 74–85.
- Reissner, H. 1924. Zum Erddruckproblem. *Proc., 1st Int. Congress for Applied Mechanics*, C. B. Biezeno and J. M. Burgers, eds., Delft, the Netherlands, 295–311.
- Taiebat, H. A. & Carter, J. P. (2010). A failure surface for circular footings on cohesive soils. *Géotechnique* 60(4), 265–273.
- Sokolovskii, V.V. (1965). *Statics of granular media*. Pergamon Press, New York.
- Sokolovskii, V.V. (1960). *Statics of soil media*, Butterworths, London.
- Terzaghi, K. (1943). *Theoretical soil mechanics*, Wiley, New York.
- Vesić, A.S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *J Soil Mech Found Div*, 99 (1), 45-76.
- Zienkiewicz, O. C., Humpheson, C. & Lewis, R. W. (1975). Associated and non-associated viscoplasticity and plasticity in soil mechanics. *Géotechnique* 25, 671–689.

Résumé

L'évaluation de la capacité portante est largement étudiée en tenant compte des différents paramètres géométriques et mécaniques. Les calculs sont basés sur la méthode d'équilibre limite, la méthode de ligne de glissement, la méthode d'analyse limite et la méthode d'élément finis. Malgré la diversité dans les méthodes de calcul, l'écart entre les valeurs des facteurs de portance est faible pour les sols cohérents par contre pour les sols frottants il est très large surtout pour les grandes valeurs de l'angle de frottement.

L'objectif de cette étude est de déterminer le facteur de portance N_c d'une fondation circulaire reposant sur deux couches d'argile superposées (sol stratifié), la première de faible résistance, et la deuxième a une cohésion de valeur importante pour un sol cohérent sous une charge verticale, en utilisant deux modes de chargement (déplacement force) par le logiciel PLAXIS. Les résultats sont discutés et comparés avec ceux publiés dans la littérature.

TABLE DES MATIERES

Résumé	I
المخلص	II
Remerciement	III
Liste des figures	IV
Liste des tableaux	VII
Table des matières.....	IX
Notation.....	XIII
INTRODUCTION GENERALE	XIV

CHAPITRE 1 : COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

1.1 Introduction.....	1
1.2 Fondation superficielle.....	1
1.2.1 les fondations filantes	3
1.2.2 les fondations isolées	3
1.2.3 Les radiers aux dallages	4
1.3 Fonctionnement des fondations superficielles	4
1.3.1 Courbe de charge-tassement	5
1.3.2 Coefficient de sécurité	5
1.3.3 Mécanisme de rupture des fondations superficielles	6
1.3.3.1 Rupture par cisaillement générale	7
1.3.3.2 Rupture par cisaillement locale	7
1.3.3.3 Rupture par poinçonnement	7
1.4 Répartition des contraintes sous les fondations superficielles.....	9
1.4.1 Contrainte de contact sous la fondation	9
1.4.2 Distribution des contraintes sous une fondation superficielle souple	10
1.4.3 Distribution des contraintes sous une fondation superficielle rigide	11
1.4.3.1 Cas des sols cohérents.....	11

3.10.4 Zones plastifiées du sol de fondation.....	59
3.10.5 Mécanisme de rupture.....	60
3.11 Conclusion.....	61
CONCLUSION GENERALE	64
REFERENCES.....	66

الملخص

يعتمد الباحثون في دراسة و تقييم قدرة التحمل سعة الحمولة للأساسات السطحية على الطرق المختلفة للحساب مع مراعاة المعايير الهندسية والميكانيكية للأساس و التربة الحاملة له، و من بين هذه الطرق نذكر طريقة توازن الحدي وطريقة خط الانزلاق وطريقة تحليل الحدي وطريقة العناصر المنتهية و طريقة الفروق المنتهية. على الرغم من التنوع في طرق الحساب، فإن الفرق بين قيم معاملات سعة الحمولة صغير بالنسبة للتربة المتماسكة مقارنة بالتربة الحبيبية والركام الذي يكون فيه الفرق واسع جدًا خاصة بالنسبة للقيم الكبيرة لزواية الاحتكاك.

الهدف من هذه الدراسة هو تحديد معاملات سعة الحمولة الخاصة بحد التماسك لأساسات دائرية تركز على طبقتين متراكبتين من الطين (الأرضية الرقائقية)، الأولى من فئة المقاومة المنخفضة، والثانية لها تماسك ذو قيمة كبيرة للأرض المتماسكة. تحت تحميل عمودي، باستخدام طريقتين في التحميل (التحميل بطريقة القوة او التحميل بطريقة الإزاحة) من قبل البرنامج. وفي الأخير تتم مناقشة النتائج المتحصل عليها ومقارنتها مع تلك المنشورة في المقالات المتوفرة المجالات العالمية.

1.4.3.2	Cas des sols pulvérulents.....	12
1.4.4	Influence de la largeur de la fondation	12
1.5	Calcul du tassement.....	12
1.5.1	Calcul du tassement en utilisant la théorie de l'élasticité.....	13
1.5.2	Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai œdométrique.....	14
1.5.3	Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai au Pressiometre Menard	14
1.6	conclusion	17

CHAPITRE 2 : METHODE DE CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

2.1	Introduction	18
2.2	Méthodes de calcul de la capacité portante.....	19
2.2.1	problème équivalent	19
2.3	Méthodes de l'équilibre limite	20
2.3.1	Théorie de Terzaghi (1943)	20
2.3.2	Détermination des facteurs de portance N_c , N_q et N_γ selon A.Caquot et J.Kérisel	22
2.3.3	valeurs numériques de N_c , N_q et N_γ	24
2.3.4	Détermination de la charge ultime sur une semelle isolée	24
2.3.5	Théorie de Meyerhof (1951)	24
2.3.6	Facteurs de portance d'après Hansen Brinch (1970)	26
2.3.7	Théorie de Vesic (1973)	26
2.3.8	Théorie de Kumbhojkar (1993)	26
2.4	Méthode d'analyse limite.....	27
2.4.1	Théorie Chen (1975)	28
2.5	Méthode des lignes de glissement.....	29
2.5.1	Théorie de Prandtl (1920)	30
2.5.1.1	Cas particuliers	31
2.6	Critiques générales des méthodes classiques.....	32
2.7	Méthodes numériques	32

Introduction générale

L'infrastructure d'un ouvrage de génie civil est composée de deux parties de nature très différente, sont la fondation et le sol d'assise. Les fondations sont des éléments en béton armé appelés superficielle ou profonde, leur rôle est la transmission au sol d'assise des charges provenant de la superstructure. L'estimation de la capacité portante des fondations superficielles est l'un des sujets les plus importants dans le domaine de géotechnique. La fondation superficielle circulaire est, par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastree. Pour pouvoir remplir le rôle de support qu'on lui demande, le sol doit posséder une résistance ou une capacité suffisante à la rupture ; également il faut que les déformations du sol soient acceptables pour la construction.

Le calcul judicieux de la capacité portante peut être effectué par différentes méthodes, telle que la méthode d'équilibre limite, la méthode d'analyse limite, la méthode des lignes de glissement et les méthodes numériques par éléments finis ou par différences finies. Les valeurs du facteur de portance N_c obtenues par ces méthodes sont très proches, par contre, les valeurs obtenues pour N_γ sont très dispersées. Les résultats des facteurs de portance sont introduits dans l'équation de Terzaghi pour la détermination de la capacité portante.

La fondation superficielle circulaire choisie pour notre sujet de recherche est, par définition, une fondation qui repose sur le sol cohérent composé de deux couches de cohésion différentes. Pour pouvoir remplir le rôle de support qu'on lui demande, le sol doit posséder une résistance ou une capacité suffisante à la rupture ; également il faut que les déformations du sol soient acceptables pour la construction. Du fait de la géométrie de la semelle choisi le problème est tridimensionnel, mais en raison de la symétrie de révolution le problème est traité en axis-symétrie.

Ce mémoire vise à clarifier et faire le point sur quelques aspects des connaissances du calcul des chargements capables de conduire à la rupture des semelles reposant sur une bicouche argileuse et d'en déduire les différents mécanismes de rupture.

Le présent mémoire est structuré en trois chapitres :

Premier chapitre présente la définition des fondations, leur classification et leur fonctionnement. Le comportement des fondations, les différents mécanismes de rupture et la répartition des contraintes dans le sol ainsi que le calcul du tassement sous une fondation superficielle ont été présentés dans ce chapitre.

Deuxième chapitre est consacré à la présentation des méthodes les plus utilisées dans le calcul de la capacité portante des fondations superficielles, tel que, la méthode de l'équilibre limite qui est la plus classique, la méthode de l'analyse limite (bornes inférieure et supérieure), la méthode des caractéristiques ou lignes de glissement, et enfin la méthode d'éléments finis. Les solutions les plus célèbres sont exposées aussi dans ce chapitre.

Troisième chapitre présente le modèle géotechnique établi pour cette étude. Expérimentation numérique sur un sol en bicouche purement cohérent avec une cohésion non drainée constante avec la profondeur en variant le rapport des cohésions, le rapport de la hauteur de la couche supérieure à la largeur de la fondation et les conditions de l'interface sol - fondation

(parfaitement rugueuse), Les résultats obtenues sont également présentés et analysés dans ce chapitre. L'interprétation des résultats fait également appel aux résultats obtenues par divers chercheurs avec les résultats numériques obtenues dans le cadre de ce mémoire sont comparés.

Enfin, les conclusions générales tirées de cette étude ont été présentées à la fin de ce mémoire.

Liste des figures

Chapitre 1

Figure 1.1 Fondation superficielle.....	2
Figure 1.2 Semelle filante.....	3
Figure 1.3 Semelle isolée.....	4
Figure 1.4 Radier.....	4
Figure 1.5 Courbe de tassement vertical pour une fondation superficielle.....	5
Figure 1.6 Forme de la zone plastique (d'après Fröhlich).....	6
Figure 1.7 Mécanisme de rupture d'une semelle rigide adopté par (Vesic 1968, Coduto 2001, Merifield 2005).....	8
Figure 1.8 Déformation d'une fondation souple sous une charge de densité uniforme.....	10
Figure 1.9 Distribution théorique de Boussinesq des contraintes sous une plaque rigide.....	11
Figure 1.10 Pression de contact.....	11
Figure 1.11 Influence de la largeur de fondation sur les isocontraintes verticales.....	12
Figure 1.12 Modules pressiométriques à considérer pour le calcul du tassement d'une fondation.....	16

Chapitre 2

Figure 2.1 Problème équivalent.....	19
Figure 2.2 Principe de superposition.....	21
Figure 2.3 Mécanisme de rupture d'une fondation de base rugueuse [Terzaghi (1943)].....	23
Figure 2.4 Equilibre des terres sous la fondation.....	23
Figure 2.5 Champs de ligne glissement pour une fondation rugueuse continue.....	25

Figure 2.6 Notations adoptés par Kumbhojkar (1993) pour calculer $P_{\gamma\min}$27

Figure 2.7.A Coins de poussée et de butée lors d'une rupture plastique.....30

Figure 2.7.B Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse (Prandtl (1920)).....30

Figure 2.8 Schéma de Gorbunov d'après Costet et Sanglerat (1983).....32

Chapitre 3

Figure 3.1 Simulation du cas étudié.....36

Figure 3.2 maillage et conditions aux limites adoptés pour l'analyse d'une fondation circulaire.....37

Figure 3.3 Courbe contrainte-déplacement au centre de la fondation.....41

Figure 3.4 influence du mode de chargement sur la portance de la fondation (chargement par déplacement et par force).....42

Figure 3.5.a Maillage raffiné autour des points.....43

Figure 3.5.b Maillage non raffiné autour des points.....44

Figure 3.6 influence du raffinement de maillage sur facteur de portance N_c^* (PLAXIS).....44

Figure 3.7.a mécanisme de rupture, maillage raffiné45

Figure 3.7.b mécanisme de rupture, maillage non raffiné45

Figure 3.8 Influence du module de cisaillement sur la courbe pression-tassement.....46

Figure 3.9 Effet du coefficient de Poisson sur la courbe pression-tassement.....46

Figure 3.10 Influence de la rugosité de l'interface sur N_c47

Figure 3.11 Zone plastifiée d'une fondation rugueuse pour $\varphi = \psi = 0^\circ$	48
Figure 3.12 Mécanisme de rupture d'une fondation rugueuse pour $\varphi = \psi = 0^\circ$	49
Figure 3.13 Distribution des contraintes tangentielles sous une fondation rugueuse pour $\varphi = \psi = 0^\circ$	49
Figure 3.14 distribution des contraintes sous une fondation rugueuse pour $\varphi = \psi = 0^\circ$	50
Figure 3.15 Fondation sur un sol bicouches.....	52
Figure 3.16 Maillage typique utilisé dans l'analyse par déplacement des éléments finis.....	52
Figure 3.17 Comparaison de la solution de plaxis avec la limite supérieure et la limite inférieure : $H/B=0.2$	54
Figure 3.18 Comparaison de la solution de plaxis avec la limite supérieure et la limite inférieure : $H/B=0.5$	55
Figure 3.19 Comparaison de la solution de plaxis avec la limite supérieure et la limite inférieure : $H/B=1$	57
Figure 3.20 Comparaison de la solution de plaxis avec la limite supérieure et la limite inférieure : $H/B=1.5$	58
Figure 3.21 zone plastifiée pour le cas $H/B = 0.5$ et $Cu1/Cu2 = 0,2$	59
Figure 3.22 zone plastifiée pour le cas $H/B = 0.5$ et $Cu1/Cu2 = 2$	59
Figure 3.23 Mécanisme de rupture cas $h/b= 0,5$ et $cu1/cu2=0,2$	60
Figure 3.24 Mécanisme de rupture cas $h/b= 0,5$ et $cu1/cu2=2$	61

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE 1

Tbleau1.1 : Valeurs estimées de la capacité portante ou pression admissible d'une fondation (d'après Sowers (1979) ; Manuel canadien des fondations (1994).....	9
Tbleau1.2 : coefficient de forme C_f	13
Tbleau1.3 : valeurs des coefficients intervenant dans le calcul du tassement (selon fascicule 62 – titre V).....	15
Tbleau1.4 : valeurs du coefficient α (d'après fascicule 62, titre V).....	15

CHAPITRE 2

Tbleau2.1 : termes de portance pour fondations superficielles en fonction de l'angle de frottement selon le DTR 13.12 [5].....	24
Tbleau2.2 : Facteur de portance N_γ d'après Chen (1975).....	29

CHAPITRE 3

Tbleau3.1 : propriétés des couches de sol et des interfaces.....	38
Tbleau3.2 : les caractéristiques de la fondation circulaire.....	39
Tbleau3.3 : Influence des dimensions du modèle sur le calcul de N_c pour une fondation rugueuse.....	40
Tbleau3.4 : comparaison des résultats de N_c^* de la présente étude avec les résultats de Merefiefield, Sloan & Yu pour le cas $h/b=0.2$	53
Tbleau3.5 : comparaison des résultats de N_c^* de la présente étude avec les résultats de Merefiefield, Sloan & Yu pour le cas $h/b=0.5$	55
Tbleau3.6 : comparaison des résultats de N_c^* de la présente étude avec les résultats de Merefiefield, Sloan & Yu pour le cas $h/b=1$	56

Tbleau3.7 : comparaison des résultats de Nc^* de la présente étude avec les résultats de Merefieid, Sloan & Yu pour le cas $h/b=1.5$58

2.8 Méthode des éléments finis	33
2.9 Méthode de différence finie	33
2.10 Conclusion	33

**CHAPITRE 3 : ANALYSE NUMERIQUE DE LA CAPACITE
PORTANTE DES FONDATIONS CIRCULAIRES POSE SUR UN SOL
STRATIFIE**

3.1 Introduction	35
3.2 Présentation du cas étudié	36
3.3 Maillage et Condition aux limites	37
3.4 Caractéristiques des matériaux	38
3.5 Procédure de simulation	39
3.6 Tests de validation	40
3.6.1 Modélisation d'une semelle circulaire sur un sol cohérent.....	40
3.6.1.1 Influence de la taille du modèle.....	40
3.6.1.2 Influence du mode de chargement sur la capacité portante de la fondation.....	41
3.7 Etude préliminaire	42
3.7.1 Influence du raffinement de maillage.....	42
3.7.2 Influence des paramètres de l'élasticité E, ν	46
3.7.3 Analyse de l'influence de la nature de l'interface sur N_c	47
3.7.4 Mécanisme de rupture et forme de la zone plastifiée.....	48
3.8 Distribution des contraintes verticales sous une semelle rigide	50
3.8.1 Sol purement cohérent.....	50
3.9 Solutions de l'élasto-plasticité pour la capacité portante d'argiles à deux couches	51
3.10 Résultats et discussion	53
3.10.1 Cas de $H/B=0.5$	54
3.10.2 Cas de $H/B=1$	56
3.10.3 Cas de $H/B=1.5$	57

NOTATION

C	Cohésion de la semelle
Cu1	Cohésion de la couche superficielle
Cu2	Cohésion de la couche profonde
D	Diamètre de la semelle
H1	Epaisseur de la couche superficielle
H2	Epaisseur de la couche profonde
Q	La charge verticale centrée
L	Diamètre du massif de sol
Nc	Facteur de capacité portante de la fondation circulaire, terme de cohésion
q _u	Capacité portante de la fondation
γ _{unsat}	Poids volumique du sol
γ _{sat}	Poids volumique saturé du sol
φ	Angle de frottement du sol
ψ	Angle de dilatance du sol
ν	Coefficient de poisson
R _{inter}	Coefficient de réduction
E _{ref}	Module de déformation longitudinale
EA	Rigidité à la traction
EI	Rigidité à la flexion

CHAPITRE 1

COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

1.1 Introduction

Les fondations sont des ouvrages qui assurent la stabilité d'une construction, ainsi que la bonne transmission des sollicitations (charges) et leur diffusion dans le sol.

Une fondation est destinée à transmettre au sol, dans les conditions les plus favorables, les charges provenant de la superstructure. Lorsqu'une fondation est plus en plus chargée, il arrive un moment où une rupture plastique se produit dans le sol : il y a un poinçonnement. Le calcul du taux de travail consiste à déterminer la charge limite ou capacité du sol, puis à minorer cette valeur par un coefficient F_s dit de sécurité. Selon la capacité du sol ou de roche les fondations peuvent être superficielles ou profondes. Il est donc nécessaire d'abord de distinguer les fondations superficielles des fondations profondes.

Les fondations servent à transmettre au sol les charges dues à un ouvrage, déterminées par une descente de charges. Lorsque le sol en surface ne peut supporter les charges appliquées, on utilise des fondations profondes qui permettent de transmettre les charges à des couches de sol plus profondes.

L'objectif de cette étude est de déterminer le facteur de portance N_c d'une fondation circulaire reposant sur une bicouche (sol stratifié) pour un sol cohérent.

1.2 Fondations superficielles

Les fondations superficielles, aussi appelée fondation directe, transmet directement les efforts sur les couches proches de la surface. Elle est utilisée sur un terrain de bonne qualité, ce qui signifie que le sol doit posséder une bonne capacité portante. C'est le type de fondation le plus courant pour les habitations.

Les fondations superficielles (semelles isolées ou filantes, radiers) constituent la partie de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges au sol. Autre fois elles étaient construites en maçonneries (puits, voûtes renversées) ou même avec des poutres de chênes

encastrées. Aujourd'hui elles sont toutes construites en béton armé et enterrées pour réduire les effets du gel, du soulèvement de certains sols ou d'autres dommages provenant de la surface. La définition des fondations superficielles et leur comportement sont bien présentés par FRANK R. (1999).

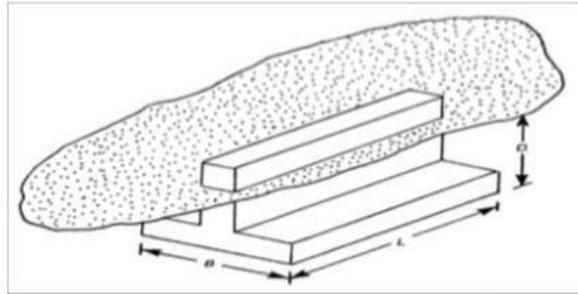


Figure 1.1 : Fondation superficielle.

L'Eurocode 7 définit plusieurs états-limites :

Comportement de fondation superficielle

- Instabilité d'ensemble,
- Défaut de capacité portante avec rupture par poinçonnement du terrain sous la fondation,
- Rupture par glissement de la fondation sur le terrain,
- Rupture combinée dans le terrain et dans la structure,
- Rupture de la structure due aux mouvements de la fondation,
- Tassements excessifs pouvant entraîner des défauts ou ruptures dans la structure portée,
- Soulèvement excessif sous l'effet du gonflement du sol, du gel ou d'autres causes,
- vibrations inadmissibles.

La détermination de la capacité portante ne s'intéresse donc qu'aux deux premiers états-limites :

- Instabilité d'ensemble,
- défaut de capacité portante.

On distingue 3 types de semelles pour les fondations superficielles :

1.2.1 Les fondations filantes

Lorsque la descente de charges n'est plus concentrée (sous un mur classique), on met logiquement en œuvre une fondation de type filante, c'est à dire continue sous l'objet fondé. Les fondations filantes, généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$).

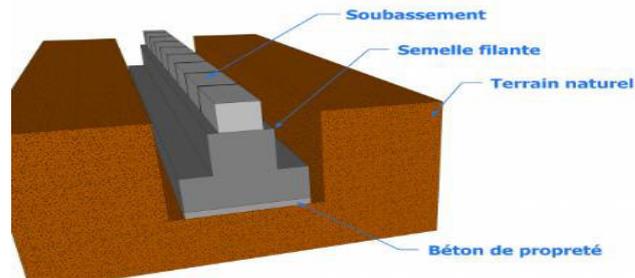


Figure1.2 : Semelle filante.

1.2.2 Les fondations isolées

On entend par isolée, une fondation présentant une géométrie proche du carré (ou du rond). Ce type de fondation est mis en œuvre dans le cadre d'un bâtiment présentant des descentes de charges concentrées (poteaux, longrines sous murs).

Exemple : Une semelle sous un poteau.

Les fondations isolées, dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres.

La longueur L d'une semelle rectangulaire correspond au grand côté, il convient de distinguer les semelles suivantes :

les semelles carrées ($B/L = 1$) ;

les semelles circulaires (de diamètre $B= 2R$) ;

les semelles rectangulaires $B < L < 5B$;

les semelles continues $L > 5B$

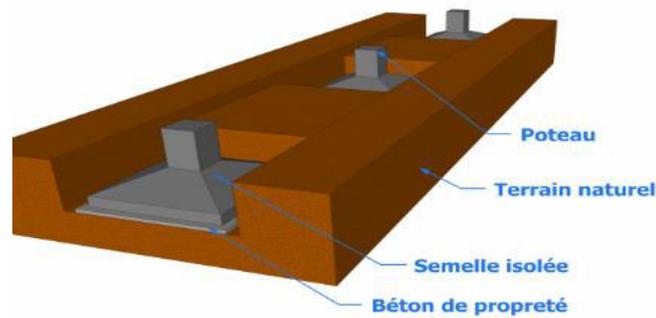


Figure1.3 : Semelle isolée.

1.2.3 Les radiers ou dallages

Un radier général est une semelle de grande dimension portant tout ou partie d'un ouvrage.

La largeur B est de plusieurs mètres. Les bâtiments fondés sur un radier en béton armé ou le fond d'un réservoir posé directement sur le sol sont des exemples de radier généraux. Les dallages ne reprennent que des charges permanentes faible (cloisons) et sont destinés à supporter des surcharges aléatoires : charges roulantes, stockages sur rack ou en tas.

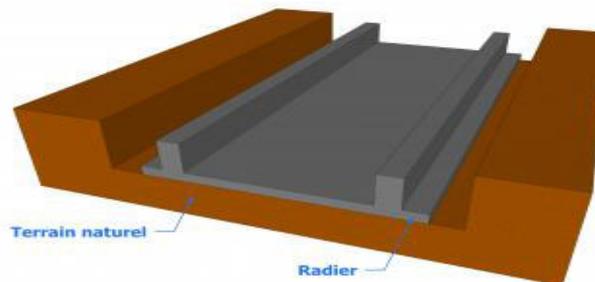


Figure1.4 : Radier.

1.3 Fonctionnement des fondations superficielles

La capacité portante d'une fondation est la pression maximum qu'on peut appliquée et qui doit satisfaire deux exigences fondamentales :

- (1) le facteur de sécurité contre la rupture du sol doit être égal à une valeur entre 3 et 4
- (2) le tassement de la fondation doit être admissible et en particulier, le tassement différentiel de la fondation ne doit pas causer des dommages inacceptables gênant le fonctionnement de la structure.

1.3.1 Courbe de charge-tassement

Dès qu'une charge est appliquée sur une certaine surface d'un sol, elle provoque un tassement. On peut étudier l'importance du tassement final constaté en fonction de l'intensité de la charge appliquée. Cette relation peut être représentée par une (courbe de tassement)

si le sol est relativement compact ou résistant, la courbe a l'allure de la courbe (a) de la figure 1.5. L'abscisse q_d de l'asymptote représente sans ambiguïté la pression maximale que le sol peut supporter avant la rupture, c'est ce que l'on appelle la capacité portante. On notera que cette pression q_d est définie par le rapport de la charge de rupture à la surface de la fondation, c'est une contrainte moyenne et non une contrainte maximale réelle mesurée sous la fondation.

Par contre, dans les sols peu compacts ou relativement mous, la courbe de tassement a l'allure de la courbe (b) de la figure 1.5. La rupture n'est pas très bien définie. La figure montre comment on peut déterminer dans ce cas la capacité portante q'_d

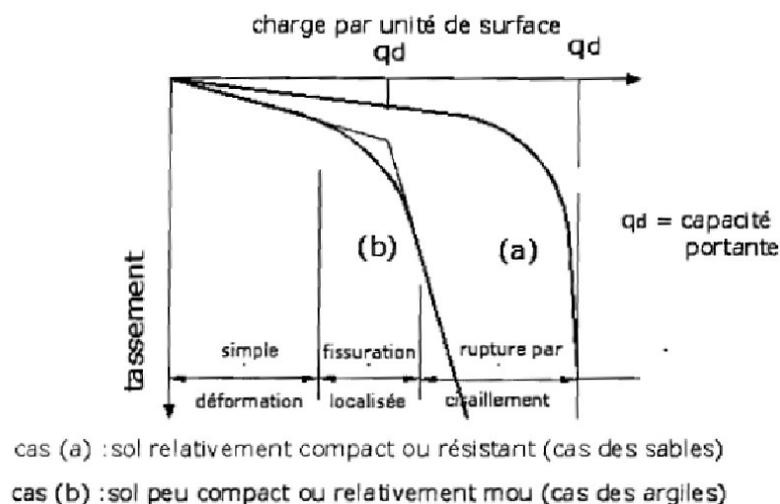


Figure 1.5 : Courbe de tassement vertical pour une fondation superficielle d'après Sanglerat (1983).

1.3.2 Coefficient de sécurité

Le coefficient de sécurité utilisé pour les fondations des bâtiments est voisin de 3 à 4. Contrairement à ce qui se passe pour le béton, ce n'est pas un coefficient d'incertitude ou tout au moins la part d'incertitude est réduite. Le véritable rôle du coefficient de sécurité pris par rapport à la rupture, en mécanique des sols, est de se placer à un niveau de contrainte tel que les déformations engendrées restent petite

La notion de sécurité peut se rajouter à cela. Si les informations dont nous disposons ne donnent pas les caractéristiques mécaniques avec une précision parfaite, si la construction a une valeur exceptionnelle, etc., il peut y avoir intérêt à augmenter la sécurité. A l'inverse on peut être moins exigeant pour un ouvrage provisoire. Mais dans tous les cas il faut bien distinguer entre le coefficient de sécurité (se placer loin de la rupture générale pour n'avoir que de petites déformations) et la notion de sécurité (incertitude sur les caractéristiques mécaniques et grandeur des risques acceptables).

1.3.3 Mécanisme de rupture des fondations superficielles

Avant l'application de la charge sur une semelle, le sol est en état d'équilibre élastique. Lorsque la charge augmente au-delà d'une certaine valeur critique, le sol passe progressivement à l'état d'équilibre plastique

Les études théoriques relatives à l'état d'équilibre plastique sous les semelles filantes conduisent aux conclusions générales suivantes : Au cours du passage d'un état à l'autre, la répartition des réactions du sol sur la base de la semelle et l'orientation des contraintes principales dans le sol, subissent des variations. La transition s'opère à partir des bords extérieurs de la fondation et s'étend comme il est indiqué sur la figure 1.6 qui s'applique à une semelle continue (ou filante) reposant sur un massif homogène de sable.

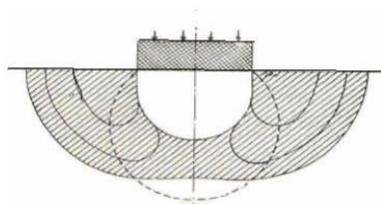


Figure 1.6 : Forme de la zone plastique (d'après Fröhlich).

Le comportement d'une fondation superficielle dépend essentiellement de la nature du sol d'assise (la compressibilité), des conditions de chargement et des conditions géométriques. L'observation de ce comportement a montré que l'insuffisance de la capacité portante se présente généralement comme une rupture par cisaillement du sol support (Vesic 1973). Cette rupture se manifeste selon l'un des trois modes différents. La figure 1.7 montre le chemin de rupture et la courbe chargement-tassement correspondant à chaque mode.

1.3.3.1 Rupture par cisaillement général

Ce type de mode est caractérisé par un chemin de rupture bien défini constitué par des lignes de glissement continues commençant d'une extrémité de la fondation en arrivant à la surface du sol et en formant un coin sous la base de la fondation (Figure 1.7.a).

Dans des conditions de contrainte imposée, sous laquelle la plupart des fondations travaillent, la rupture est soudaine et catastrophique. Sauf si la structure empêche la rotation de la fondation ; la rupture est accompagnée par un basculement de la semelle. Une tendance de refoulement du sol adjacent de la fondation sur les deux côtés peut être remarquée, mais l'effondrement final du sol prend place sur un côté seulement (Vesic 1973). C'est le cas d'un sable dense.

1.3.3.2 Rupture par cisaillement local

Dans ce cas, la forme du chemin de rupture est similaire à celle du cisaillement général (Figure 1.7.b). La différence entre eux est que le premier est clairement défini seulement au voisinage immédiat de la semelle et les lignes de glissement n'atteignent pas la surface du sol. Un soulèvement du sol sur les deux côtés de la fondation peut être observé mais après un tassement relativement important.

1.3.3.3 Rupture par poinçonnement

Contrairement aux deux modes précédents, ce mode ne perturbe que le sol directement sous la fondation donc il y a ni surface de glissement ni soulèvement du sol sur les côtés. La rupture se manifeste par pénétration verticale continue dans le sol causée par le cisaillement vertical autour du périmètre de la semelle (Figure 1.7.c).

Dans le cas de la rupture par cisaillement général, la charge limite est atteinte simultanément avec l'apparence des lignes de glissement sur la surface du sol, mais dans les autres cas, le point de rupture est difficile à prédire (Vesic 1973).

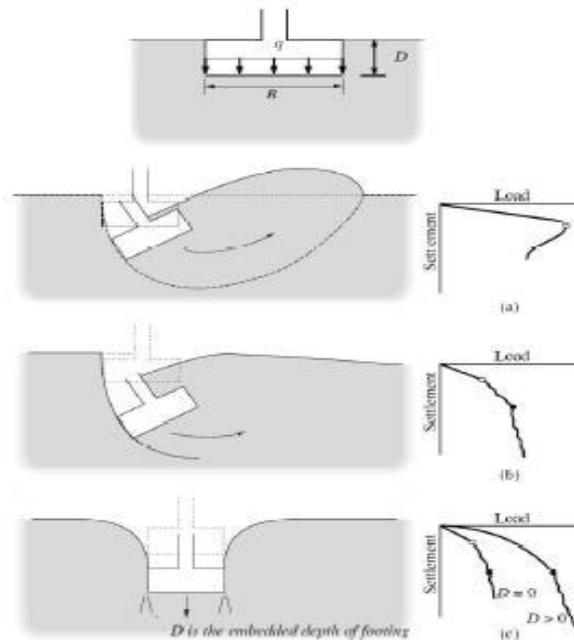


Figure 1.7 : Mécanisme de rupture d'une semelle rigide adopté par (Vesic 1968, Merifield 2005).

- a) Un mécanisme général, b) Un mécanisme de cisaillement localisé c) Une rupture par poinçonnement.

pour les sols cohérents, l'application du chargement est accompagnée d'une augmentation de la pression interstitielle. Mais comme la vitesse de chargement est souvent supérieure à la vitesse nécessaire pour la dissipation de ces surpressions, il est raisonnable de supposer que l'enfoncement s'effectue à volume constant (en conditions non drainées). Pour les sols pulvérulents, l'application du chargement entraîne une variation de volume due à la réorganisation des grains (désenchevêtrement ou compaction des grains selon les niveaux de contraintes atteints). La charge de rupture (ou capacité portante) peut être estimée par des calculs relativement simples en supposant connus les paramètres de résistance des sols au voisinage de la fondation. Cependant, de très nombreux facteurs peuvent affecter cette valeur comme :

- des phénomènes se produisant au cours de la construction (soulèvement du fond de fouille après une excavation, gonflement ou ramollissement des argiles, effets du gel, etc.) ;
- des interactions avec d'autres constructions à proximité (battage de pieux, vibrations, excavation de tranchée, creusement de galeries, rabattement de la nappe phréatique, etc.).

Lors d'une étude préliminaire ou du contrôle d'un calcul, il est utile de connaître les ordres de grandeur de la capacité portante admissible pour des roches ou des sols types.

Le tableau 1.1 fournit de telles valeurs ; naturellement, celles-ci doivent être prises avec prudence.

Tableau 1.1 : Valeurs estimées de la capacité portante ou pression admissible d'une fondation (d'après le Manuel canadien des fondations (1994).

Type de roche ou sol	Capacité portante admissible (kPa)
Granite, diorite, basalte, gneiss (sains)	10 000
Schiste , ardoise (sains)	3000
Grés, calcaire (sains)	1000 _ 4000
Roche argileuse saine	500
Roche fissurée avec un espacement des discontinuités supérieur à 0.3 m	1000
Roche fortement fêssurée ou altérée	A estimer par des essais sur site
Gravier dense	> 600
Gravier compact	200-600
Gravier lâche	< 200
Sable dense	300-600
Sable compact	100-300
Sable lâche	< 100
Argile très raide	300-600
Argile raide	150 - 300
Argile ferme	75 - 300
Argile molle et limon	> 75

1.4 Repartition des contraintes sous les fondations superficielles

1.4.1 Contraintes de contact sous la fondation

La capacité portante q_u a bien la dimension d'une contrainte, mais ce n'est qu'une représentation commode de la charge totale que la fondation peut supporter. La face inférieure de la fondation applique sur le sol une distribution de contraintes qui bien souvent n'est pas uniforme. On appelle « pression de contact » cette contrainte réelle que la fondation exerce sur le sol. La connaissance de la pression de contact est indispensable si l'on veut pouvoir calculer les efforts dans la fondation et évaluer le tassement du terrain et ceux de la construction. Mais il ne faut pas se dissimuler que la détermination de la pression de contact soit une opération difficile. Divers auteurs ont mis au point des méthodes pour résoudre ce

problème. A l'heure actuelle, ces méthodes sont relativement peu employées, mais l'introduction du calcul automatique changera la situation du tout au tout.

En pratique, on admet généralement que la pression de contact est distribuée uniformément sous les semelles de fondation. Cette hypothèse simplificatrice rend très aisé le calcul des efforts dans la fondation ainsi que celui des tassements.

Après s'être assuré que le critère de rupture est respecté (états limites de mobilisation de la capacité portante), il faut vérifier que le tassement de la fondation est acceptable pour la structure (état limite vis-à-vis des déformations) .une estimation correcte des tassements et primordiale, car c'est souvent ce critère qui limite les possibilités de fondation sur semelles superficielles.

Afin d'illustrer ce problème, examinons la répartition des contraintes et des déformations sous une fondation supportant une charge uniformément répartie et reposant sur un milieu homogène.

1.4.2 Distribution des contraintes sous une fondation superficielle souple

Une semelle parfaitement souple transmet directement la contrainte uniforme au sol ; en revanche, la déformation, c'est-à-dire le tassement, est variable.

Si le domaine élastique est conservé en tout point du massif, sera plus élevé au centre qu'au bord : c'est généralement le cas pour les sols cohérent.

Dans les sols pulvérulents, et en l'absence d'ancrage, il y a plastification du sol au voisinage du bord et le tassement y est plus important (figure 1.8)

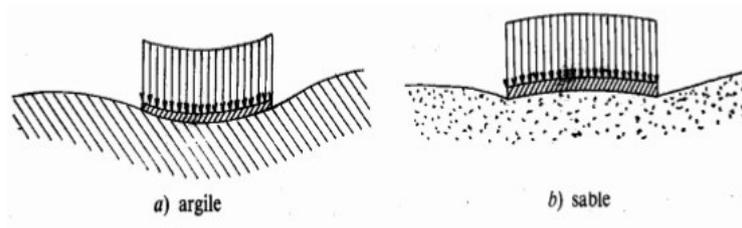


Figure1.8 : Déformation d'une fondation souple sous une charge de densité uniforme.

1.4.3 Distribution des contraintes sous une fondation superficielle rigide

À l'inverse, une semelle parfaitement rigide entraîne un tassement uniforme et les contraintes sous la semelle sont variables.

Le fond métallique d'un réservoir d'hydrocarbure est un exemple de semelle parfaitement souple. Un puits rempli de gros béton correspond à une semelle parfaitement rigide.

Dans le cas d'un sol idéal parfaitement élastique Boussinesq a déterminé la répartition théorique de cette pression (figure 1.9). Au centre de la plaque la pression de contact est égale à la moitié de la pression moyenne, $\sigma = Q / \pi R^2$, puis elle croît lentement, et vers les bords, elle tend vers l'infini

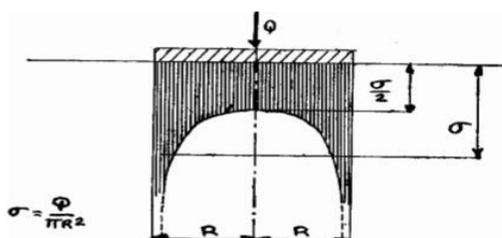


Figure 1.9 : Distribution théorique de Boussinesq des contraintes sous une plaque rigide.

Pour les sols réels, il ne peut en être ainsi, on observe des répartitions d'allure différente suivant que le sol est cohérent (figure 1.10. a) ou pulvérulent (figure 1.10. b) :

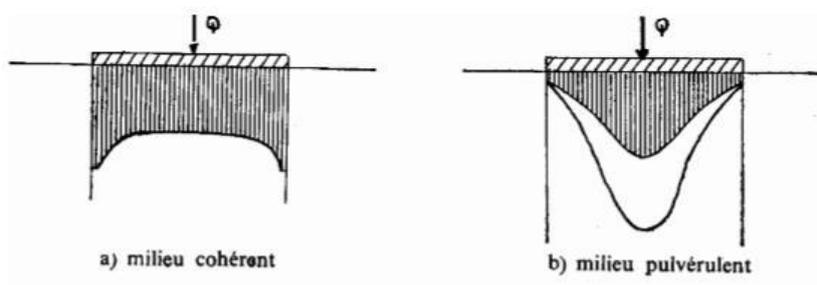


Figure 1.10 : Pression de contact.

1.4.3.1 Cas des sols cohérents

Dans le cas d'un sol cohérent (argile, limon, sable à faible perméabilité), l'application d'une charge entraîne l'apparition de surpressions interstitielles qui ne se dissipent que lentement. Il faut donc étudier le comportement du massif à court terme et à long terme : les conditions les plus défavorables sont souvent rencontrées à court terme. L'existence de la cohésion permet

au sol de résister, pour une certaine gamme de contrainte, à la plastification due à la pénétration de la fondation, notamment aux bords de celle-ci. La contrainte verticale au contact sol-fondation à court terme a une allure parabolique proche de la solution de Boussinesq, bornée par la résistance du sol.

1.4.3.2 Cas des sols pulvérulents

Dans le cas d'un sol pulvérulent (sable à forte perméabilité, gravier), le module d'Young croît avec la pression de confinement, la contrainte verticale près des bords de la fondation est donc petite car le confinement est faible et la résistance au cisaillement est due au seul frottement interne (la cohésion est nulle). En revanche, au centre de la fondation, la contrainte verticale au contact est maximale car le confinement est également maximal. Une distribution non linéaire est alors observée.

1.4.4 Influence de la largeur de la fondation

La largeur de la fondation a également une influence sur la distribution des contraintes dans le sol. En effet, plus la fondation est large, plus le sol est sollicité en profondeur pour une même charge appliquée. La figure 1.11 met en évidence ce phénomène en présentant la même isocontrainte verticale dans le sol pour des fondations ne différenciant que par leurs largeurs

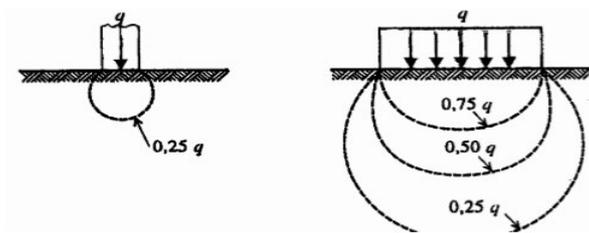


Figure 1.11: Influence de la largeur de fondation sur les isocontraintes verticales.

1.5 Calcul du tassement

Le niveau de fondation ayant été décidé, on calcule la contrainte admissible du sol. On calcule également le tassement prévisible sous la fondation. On vérifie que le tassement prévisible est inférieur ou égal au tassement admissible.

Il existe deux familles de méthodes d'évaluation du tassement des fondations superficielles :

- Les méthodes basées sur les essais de laboratoire. Il s'agit principalement de l'essai oedométrique. Cette méthode est utilisée surtout pour les sols fins cohérents ;

- Les méthodes basées sur les essais en place. Ces méthodes sont surtout utilisées pour les sols pulvérulents à cause des difficultés de prélèvement de carottes.

1.5.1 Calcul du tassement en utilisant la théorie de l'élasticité

Le tassement s d'une fondation de forme circulaire, carrée ou rectangulaire, infiniment rigide (tassement uniforme) ou infiniment souple (contrainte uniforme), posée sur un massif semi-infini élastique linéaire et isotrope prend la forme générale suivante :

$$s = q \frac{1 - \nu^2}{E} B C_f$$

Avec :

- s est le tassement ;
- q est la contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne) ;
- E module d'Young du sol ;
- ν coefficient de Poisson du sol ;
- B largeur ou diamètre de la fondation.
- C_f coefficient qui dépend de la forme de la fondation, de sa rigidité.

Les valeurs de ce paramètre sont données par le tableau ci-dessous (tableau 2):

Tableau 1.2 : coefficient de forme C_f

L/B		circulaire	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20
Fondation rigide		0.79	0.88	1.2	1.43	1.59	1.72	1.83	1.92	2.0	2.07	2.13	2.37	2.54
Fondation souple	centre	1.00	1.12	1.53	1.78	1.96	2.10	2.22	2.32	2.4	2.48	2.54	2.80	2.99
	bord	0.64	0.56	0.76	0.89	0.98	1.05	1.11	1.16	1.2	1.24	1.27	1.40	1.49

La théorie de l'élasticité peut être utilisée de différentes manières :

- On peut calculer directement le tassement (le tassement immédiat non drainé) ;
- On peut déterminer la distribution de l'accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ en fonction de la profondeur. Cette distribution pourrait être utilisée par la suite pour calculer le tassement à l'aide de la méthode oedométrique par exemple.

1.5.2 Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai Oedométrique

les sols d'assise sont composés de plusieurs couches de compressibilité différente, les formules précédentes ne s'appliquent plus. La méthode décrite ci après est très utilisée et comporte deux phases :

- la détermination de la répartition des contraintes en profondeur,
- le calcul du tassement de chaque couche de sol en fonction de la contrainte transmise à la profondeur concernée et de la compressibilité du sol à cette profondeur.

Le tassement total se calcule ensuite par sommation des tassements dus à chaque couche.

La compressibilité du sol est définie à l'aide d'essais oedométrique, ou bien par corrélation entre le module oedométrique et le module pressiométrique.

Le calcul du tassement avec la méthode oedométrique se base sur la formule suivante pour chaque couche homogène déjà présentée dans le chapitre consolidation des sols (cours mécanique des sols I) :

$$s = \Delta H = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \cdot H_0 = \frac{H_0}{1 + e_0} \left[C_s \cdot \lg \frac{\sigma_p}{\sigma_{v0}} + C_c \lg \frac{\sigma_{vf}}{\sigma_p} \right]$$

1.5.3 Calcul du tassement en utilisant les résultats de l'essai au Pressiomètre Ménard

La technique de calcul du tassement d'une fondation à l'aide des résultats d'un essai au pressiomètre Ménard que l'on expose dans ce paragraphe est basée sur les recommandations du fascicule 62 titre V.

Cette méthode est bien utile surtout pour les fondations étroites telles que les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art. Elle n'est pas bien adaptée pour les fondations de grandes dimensions relativement à la couche compressible telles que les radiers et les remblais. Considérons une fondation ayant un encastrement supérieur ou égal à sa largeur B. Le tassement après dix ans de cette fondation est donné par :

$$s(10 \text{ ans}) = s_c + s_d$$

Si la fondation a un encastrement presque nul, il faut majorer le tassement obtenu de 20%. Les termes figurant dans la formule du tassement sont donnés par :

- $s_c = (q - \sigma_v) \cdot \lambda_c \cdot B \alpha / (9 E_c)$: le tassement volumique ;

- $s_d = 2(q - \sigma_v) B_0 \cdot [(\lambda_d B / B_0)^\alpha / 9 E_d]$: le tassement déviatorique.

Avec

q : contrainte verticale appliquée par la fondation ;

σ_v : contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation ;

λ_d et λ_c : coefficients de forme donnés dans le tableau 7 ;

α : coefficient rhéologique dépendant du sol et donné dans le tableau 8 ;

B : largeur ou diamètre de la fondation ;

B_0 : 0.60m : dimension de référence ;

E_c : module pressiométrique équivalent dans la zone volumique ;

E_d : module pressiométrique équivalent dans la zone déviatorique.

Tableau 1.3 - valeurs des coefficients intervenant dans le calcul du tassement (selon fascicule 62 - titre V).

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

B et L sont la largeur et longueur de la fondation.

Tableau 1.4 : valeurs du coefficient α (d'après fascicule 62, titre V).

Type de matériau		Surconsolidé	Normalement consolidé	Altéré et remanié
argile	E / P_1	>16	9-16	7-9
	α	1	2/3	1/2
limon	E / P_1	>14	8-14	
	α	2/3	1/2	1/2
sable	E / P_1	>12	7-12	
	α	1/2	1/3	1/3
Sable et gravier	E / P_1	>10	6/10	
	α	1/3	1/4	1/4

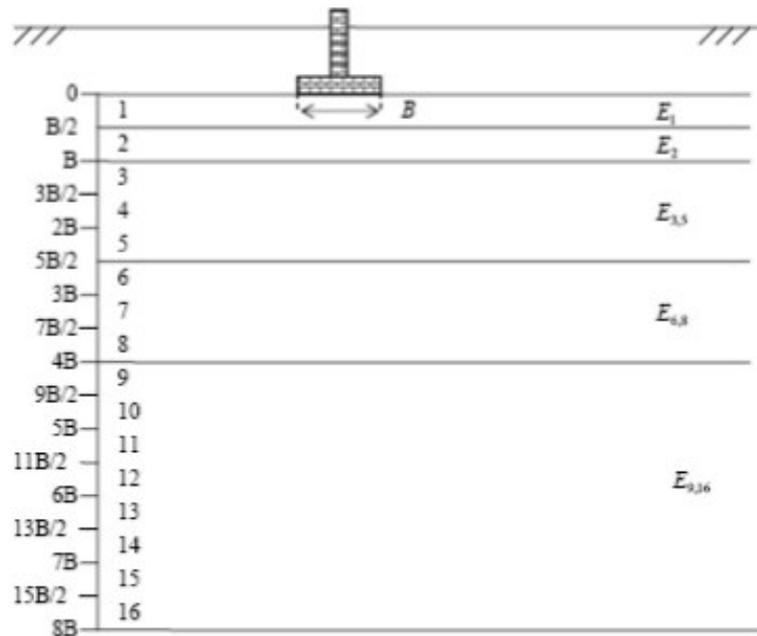


Figure 1.12: Modules pressiométriques à considérer pour le calcul du tassement d'une fondation.

Les modules E_c et E_d sont calculés de la manière présentée dans ce qui suit.

On note par E_1 le module mesuré dans la tranche d'épaisseur $B/2$ située sous la fondation :

$$E_c = E_1$$

E_d est donné par la formule suivante :

$$4/E_d = 1/E_1 + 1/0.85E_2 + 1/E_{3,5} + 1/2.5E_{6,8} + 1/2.5E_{9,16}$$

$E_{i,j}$, étant la moyenne harmonique des modules mesurés dans les couches situées de la profondeur.

i. $B/2$ à la profondeur $j.B/2$

1.6 CONCLUSION

Ce chapitre présente les définitions et les différentes classifications des fondations ainsi que leur comportement. L'évolution des mécanismes de rupture dans le sol de fondation dépend de la nature du sol particulièrement de la densité, du frottement et de la cohésion du sol. Les observations in situ et les essais sur modèles réduits montrent l'existence de trois mécanismes potentiels de rupture ; Un mécanisme général, Un mécanisme de cisaillement localisé, Un mécanisme de rupture par poinçonnement.

Malgré l'ancienneté de certaines techniques et des constructions sur des sites extrêmement variables, le comportement des structures fondées superficiellement est loin d'être bien connu. Cette méconnaissance est liée à la nature hétérogène des sols et à leurs comportements divers (sable, argile, drainé, non drainé,...).

CHAPITRE 2

METHODES DE CALCUL DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

2.1 Introduction

Le problème d'évaluation de la capacité portante est largement étudié en tenant compte des différents paramètres géométriques et mécaniques. Les calculs sont basés sur la méthode d'équilibre limite, la méthode de ligne de glissement et la méthode d'analyse limite. Malgré la diversité dans les méthodes de calcul, l'écart entre les valeurs des facteurs de portance est très large surtout pour les grandes valeurs de l'angle de frottement et l'angle d'interface.

La détermination de la force portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. On appelle pression limite la pression ou (contrainte maximale) qui puisse être appliquée par une structure, sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol.

Deux types d'éléments sont à analyser pour une fondation superficielle:

- La capacité portante de la fondation : C'est-à-dire vérifier les terrains (et éventuellement le matériau de fondation qui peuvent effectivement supporter la charge transmise).
- Le tassement sous les charges de fonctionnement

La capacité portante d'un sol est la contrainte que peut reprendre le sol avant rupture par cisaillement. Plusieurs méthodes, issues d'essais, permettent de la déterminer à partir des propriétés mécaniques des terrains mesurées (soit au laboratoire, soit in-situ).

Dans l'étude de la capacité portante, il est nécessaire de considérer la résistance du terrain localement mais aussi globalement lorsque la fondation se trouve sur un talus qui peut être soumis à une instabilité générale entraînant une rupture d'ensemble.

De plus le tassement du terrain sous la fondation dû à l'application des charges peut amener une déformation de la structure pouvant avoir des conséquences sur sa résistance. C'est ce qu'on appelle l'interaction sol-structure.

2.2 Méthode de calcul de la capacité portante

La capacité portante d'une fondation superficielle est un problème traditionnel de la mécanique des sols qui a suscité d'importants travaux de recherche. Il existe une diversité d'approches de calcul, dont les plus courantes sont :

- méthode de superposition des effets basée sur la théorie de poussée/butée du sol sur un écran, suggérée par Terzaghi (1943), Meyerhof(1951), Caquot-kérisel (1953) et d'autres. Le mécanisme de rupture typique pour de telles méthodes, formé d'un coin prismatique en état actif, et deux zones latérales en butée. Le sol sous-jacent ce mécanisme est en équilibre surabondant.
- méthode de l'équilibre limite (ou méthode des caractéristiques), proposée par sokolovski (1960) et limitée pour les semelles continues ou circulaires.
- calcul à la rupture ou analyse limite, suggéré par chen (1975) et d'autres. La solution est donnée sous forme d'intervalle borné par des valeurs statiquement et cinématiquement admissibles.
- méthode des éléments finis non linéaires, proposée initialement par zenkievitch (1975) et formant la base de logiciels de calcul géotechnique par éléments finis.
- méthode empiriques basées sur la corrélation entre les résultats d'essais de chargement des fondations et les essais in-situ tels que le CPT, le SPT.....etc.
- méthode pressiométrique, proposée par Ménard (1962) et basée sur l'analogie entre le champ de contraintes sous une fondation superficielle et celui autour de la sonde pressiométrique.

2.2.1 Problème équivalent

En générale, la fondation ne se pose pas sur la surface du sol, elle est placée, après creusement, à une profondeur D . La base de la semelle est alors choisie comme plan de référence sur lequel s'exercent des contraintes de compression égale à Q_u/B à l'emplacement de la semelle et à $q_s=\gamma D$ à l'extérieur. Ce nouveau schéma résume le problème équivalent qui se substitue au cas réel pour résoudre les problèmes de fondation (figure2.1) :

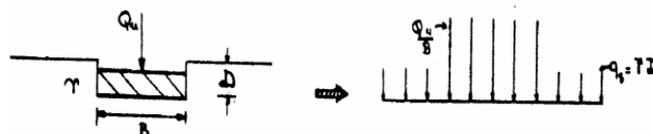


Figure2.1 : Problème équivalent.

2.3 Méthodes de l'équilibre limite

La méthode de l'équilibre limite, est la méthode la plus couramment utilisée dans la pratique du génie géotechnique. Elle est basée sur l'hypothèse de l'équilibre statique du volume étudié, en considérant un mode de rupture « mécanisme de rupture » dans le sol sous l'action des charges extérieures. Généralement, le mécanisme de rupture se définit par des formes géométriques simples comme des surfaces planes, circulaires, logarithmiques qui divisent le volume du sol en un nombre de parties séparées.

Cette méthode proposée par Sokolovski (1961) et limitée pour les semelles continues ou circulaires, Terzaghi (1943), pour déterminer la capacité portante des semelles filantes et d'autres Kumbhojkar (1993), Vesic (1973), Meyerhof (1963) étudie le Facteur de portance N_γ pour une semelle filante.

Etude numérique de facteur de portance N_γ pour une fondation filante et circulaire présenté par D.Benmeddour, M.Melles, A.Mabrouki.

La méthode tient compte de l'équilibre global de chaque partie du sol prise séparément et des conditions imposées par la résistance du matériau constitutif ; les charges (forces et moments externes, forces internes) appliquées à un solide en équilibre doivent être équilibrées ($\Sigma F = 0$ et $\Sigma M = 0$).

2.3.1 Théorie de Terzaghi (1943)

C'est à partir de ces considérations que Terzaghi a émis l'hypothèse de la charge maximum que l'on peut appliquer sur une fondation à la surface d'un sol pouvait être obtenue en utilisant le principe de superposition, on considère donc un phénomène plan et on étudie la stabilité du seul milieu situé au-dessous de la surface libre fictive constituée par le plan de fondation.

Pour obtenir la résistance totale, on ajoute plusieurs systèmes en équilibre limite. Le massif défini plus haut est considéré comme pesant sans surcharge, puis comme non pesant mais chargé par les terres se trouvant de part et d'autre de la fondation ; enfin, si le milieu possède une cohésion, le théorème des états correspondants montre que cette dernière agit comme une surcharge hydrostatique. Ces trois éléments constituent respectivement les termes de surface, de profondeur et de cohésion de la résistance de sol à la rupture.

Donc, la résistance limite de la fondation ou capacité portante sera

$$Q_u = Q_L = Q_\gamma + Q_q + Q_c$$

Où :

Q_γ : résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle (Figure 2.2. a) , avec γ_2 poids spécifique des terres sous le niveau de la semelle ;

Q_q : l'action des terres situées au-dessus du niveau des fondations qui sont supposées agir comme une surcharge $\gamma_1 D$ sur un milieu pulvérulent non pesant, (figure 2.2. b) avec : γ_1 : poids spécifique des terres au-dessus du niveau de la semelle ;

Q_c : l'action de la cohésion, où charge de rupture (figure 2.2. c).

Et la contrainte de rupture :

$$q_u = q_L = q_\gamma + q_q + q_c \quad \text{avec,} \quad q_i = Q_i / B$$

Sokolovski a montré, en comparant les résultats obtenus par la méthode exacte d'une part et par la superposition des états de l'hypothèse de Terzaghi, que l'erreur faite est cependant peu importante.

De cette hypothèse Terzaghi a donné sa célèbre formule de la capacité portante d'une fondation continue chargée d'une charge verticale et centrée :

$$Q_u = CN_c + \gamma DN_q + \gamma B/2 N_\gamma$$

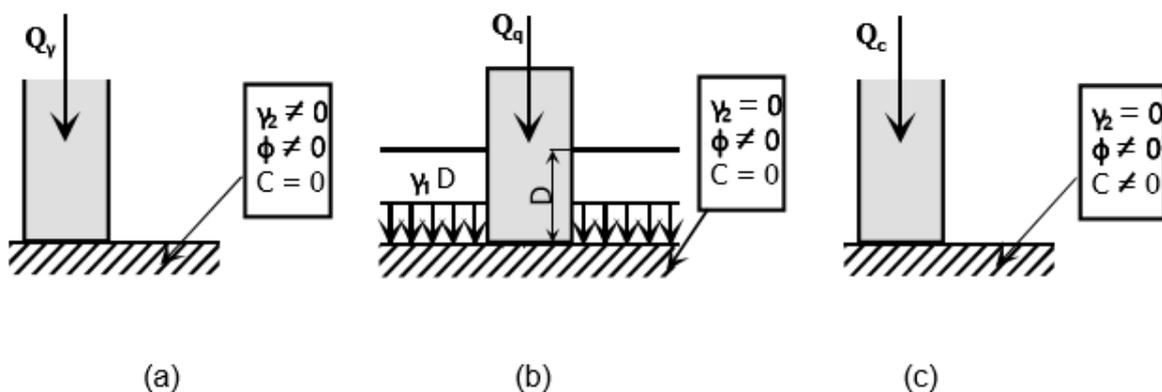


Figure 2.2 : Principe de superposition.

c : cohésion du sol, γ : poids volumique. D et B sont respectivement profondeur et largeur de la fondation.

N_c , N_q et N_γ : sont les facteurs de portance, ne dépendant que de l'angle de frottement interne θ du sol sous la base de la fondation.

Avec $k_{p\gamma}$ est le coefficient de poussée des terres (passive)

Le premier terme est appelé terme de cohésion (proportionnel à c).

Le second terme est appelé terme de profondeur (proportionnel à D).

Le troisième terme est appelé terme de surface (proportionnel à B).

De nombreux auteurs ont résolu le problème en faisant les hypothèses différentes sur la rugosité de la semelle et la forme de la zone en équilibre limite. Bien que les valeurs numériques soient parfois assez différentes, toutes ces études conduisent à la formule générale de Terzaghi.

$$q_u = 0,5 \cdot S_\gamma \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma + s_q \cdot q_0 \cdot N_q + s_c \cdot C \cdot N_c$$

s_γ , s_q et s_c sont des coefficients dépendant de la forme des fondations.

Ainsi le problème de la capacité portante se réduit à la détermination des facteurs de la capacité portante N_c , N_q et N_γ . Après la proposition de cette approche, diverses études ont été faites pour l'évaluation de ces facteurs.

2.3.2 Détermination des facteurs de portance N_c , N_q et N_γ selon A.Caquot et J.Kérisel

Le calcul est réalisé pour une semelle continue à baser horizontale encastrée dans un sol homogène et supportant une charge verticale centrée. Le problème étant à deux dimensions, il est possible de considérer une tranche de longueur unité dans le sens perpendiculaire à B .

Avec ces hypothèses, les coefficients s_γ , s_q et s_c sont tous égaux à 1 et la formule s'écrit :

$$q_u = 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma + q_0 \cdot N_q + C \cdot N_c$$

Cette théorie suppose que la base de la fondation est rugueuse et que le frottement (sol fondation) empêche le cisaillement du sol adjacent de la base. L'état actif de Rankine donc n'est

pas développé sous la fondation. Le sol situé immédiatement sous la fondation forme un coin solidaire de la fondation, reste en état d'équilibre élastique et qui poinçonne les couches sous-jacentes. Le déplacement du coin repousse le sol de chaque côté et fait naître deux zones symétriques de cisaillement, chacune comprenant deux régions : une région de cisaillement radial, directement au contact.

Du coin et de la fondation ; au-delà, une région de cisaillement à surfaces planes .S'agissant d'un frottement sol contre sol, le contact est parfaitement rugueux le long des parois OA et OÀ du coin qui agissent comme de véritables écrans de butée pour lesquels l'angle de frottement δ est égal à $(-\varphi)$. Par suite, la résultante PP est inclinée de $(-\varphi)$ sur la normale à l'écran (on suppose, en outre, que la répartition des contraintes sur les parois OA et OÀ est uniforme, ce qui est compatible avec l'équilibre du coin AÀO. Le sol de la fondation dans l'autre côté du coin AÀO est en équilibre plastique avec une zone de cisaillement radial et une zone en état passif de Rankine dans les figures suivantes.

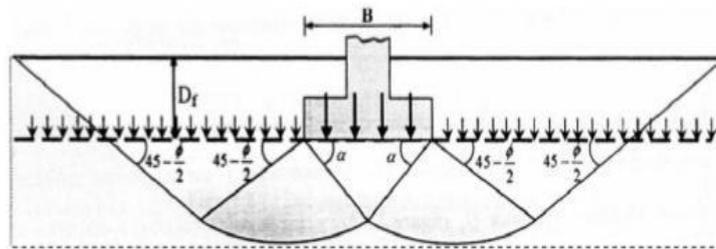


Figure2.3 : Mécanisme de rupture d'une fondation de base rugueuse [Terzaghi (1943)].

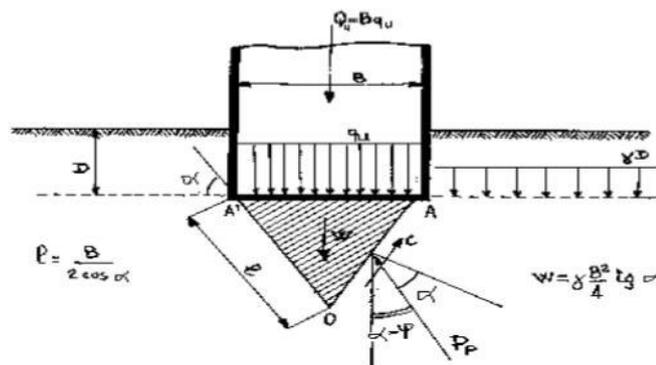


Figure2.4 : Equilibre des terres sous la fondation.

2.3.3 valeurs numériques de N_c , N_q et N_γ

les valeurs numériques de N_c , N_q et N_γ peuvent se déduire des formules N_c , et N_γ .

Le tableau ci-dessous donne les valeurs retenues par le DTR 13.12 règles pour le calcul des fondations superficielles. Contrairement à l'édition précédente du même D.T.R.

Tableau 2.1 : termes de portance pour fondations superficielles en fonction de l'angle de frottement selon le DTR 13.12.

φ	N_γ	N_q	N_c	φ	N_γ	N_q	N_c
0	0	1,0	5,14	25	8,1	10,7	20,7
5	0,1	1,6	6,50	30	18,1	18,4	30,0
10	0,5	2,5	8,40	35	41,1	33,3	46,0
15	1,4	4,0	11,00	40	100	64,2	75,3
20	3,5	6,4	14,80	45	254	135	134

2.3.4 Détermination de la charge ultime sur une semelle isolée

Contrairement aux semelles continues, le problème est tridimensionnel et la charge limite ne peut être calculée rigoureusement par des méthodes classiques telle que celle exposée précédemment.

Les termes correcteurs S_γ , S_q et S_c de la formule : $q_u = 0,5 \cdot \gamma_2 \cdot B \cdot N_\gamma + q_0 \cdot N_q + C \cdot N_c$, sont déduits d'essais sur modèles réduits ainsi que de constatations faites sur des semelles réelles.

Le DTR 13.12 règles pour le calcul des fondations superficielles fournit les valeurs suivantes :

$$S_\gamma = 1 - 0,2 \cdot B/L$$

$$S_q = 1$$

$$S_c = 1 + 0,2 \cdot B/L$$

2.3.5 Théorie de Meyerhof (1951)

Meyerhof (1951) a publié une théorie de la capacité portante qui pourrait être appliquée à la Fondation rugueuse, superficielle et profonde. Mécanisme de la rupture à charge limite sous une fondation continue supposée par Meyerhof (1951) montrée sur la Figure 2.5 Sur cette Figure, abc est une zone triangulaire élastique, bcd est une zone de cisaillement radial avec cd un arc d'une spirale logarithmique et bde est une zone de cisaillement mixte dans laquelle le

cisaillement varie entre les limites de cisaillement radial et le plan duquel dépendant la profondeur et la rugosité de la semelle. Le plan be s'appelle la surface libre équivalente. Les contraintes normales et de cisaillements dans le plan be sont p_o et s_o , respectivement. La méthode de superposition a été utilisée pour déterminer la contribution de la cohésion c , p_o , γ et ϕ dans la capacité portante ultime qu d'une semelle continue et exprimée comme suit :

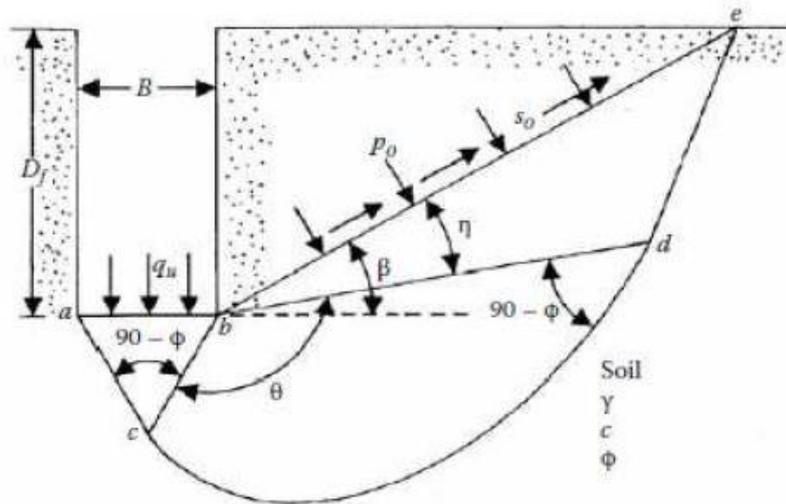


Figure2.5 : Champs de ligne glissement pour une fondation rugueuse continue.

$$q_u = c [N_q - 1 \cos \phi] + q [e^{\pi \tan \phi} \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right)] + \frac{1}{2} \gamma B [(N_q - 1) \tan (1.4 \phi)]$$

$$N_c = [N_q - 1 \cos \phi] ; \quad N_q = [e^{\pi \tan \phi} \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \right)] ; \quad N_\gamma = [(N_q - 1) \tan (1.4 \phi)]$$

Où : N_c , N_q et N_γ les facteurs de la capacité portante

B : largeur de la fondation.

Pour les semelles circulaires et rectangulaires de cotés B et L , des facteurs partiels ont été proposés, à l'initiative de Skempton pour les argiles, par interpolation entre le cas des semelles filantes et celui des semelles circulaires :

$$S_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$S_q = S_\gamma = 1 \quad \text{si } \phi = 0 ;$$

$$S_q = S_\gamma = 1 + 0,1 \frac{B}{L} \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{si } \phi > 10 \text{ degrés.}$$

2.3.6 Facteurs de portance d'après Hansen Brinch (1970)

Pour le calcul de la force portante des fondations superficielles, Hansen Brinch a utilisé la même équation de base que celle de Terzaghi, excepté que la largeur de la fondation a été prise égale à B au lieu de 2B

$$q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Les trois facteurs de portance ont pour expressions :

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

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 (\pi/4 + \varphi/2)$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan \varphi$$

2.3.7 Théorie de Vesic (1973)

Vesic (1973) présente un panorama complémentaire du développement de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles. Il rappelle que l'histoire des premiers travaux sur le sujet, commençant à Rankine en 1857, a été décrite dans le premier traité de mécanique des sols de Terzaghi (1925, chapitre 24). Il propose des coefficients correcteurs appliqués à chacun des termes de la formule ($Q_u = CN_c + \gamma DN_q + \gamma B/2 N_\gamma$). Il évoque aussi l'effet de la compressibilité du sol et de la dimension de la fondation. La diminution de la résistance du sol lorsque la taille de la fondation augmente semble provenir de trois causes :

- L'enveloppe des cercle de Mohr n'est pas une droite ;
- La rupture se développe progressivement sur la surface de rupture ;
- Il existe des zones de plus faible résistance dans tous les sols naturels.

2.3.8 Théorie de Kumbhojkar (1993)

Kumbhojkar (1993) a proposé une solution numérique pour le facteur N_γ ; ce dernier est déterminé en considérant la force passive minimale $P_{\gamma \min}$ appliquée sur le coin actif. Le facteur N_γ est donné par l'équation suivante :

$$N_\gamma = \frac{P_{\gamma \min}}{\gamma B^2} - \frac{\tan \varphi}{2}$$

La Figure 2.6 présente le mécanisme de rupture adopté par Kumbhojkar (1993) ; l'équation $\partial P/\partial \theta$ est résolue numériquement afin de calculer $P_{\gamma_{\min}}$; les valeurs obtenues par cette procédure sont en bon accord avec les valeurs Terzaghi calculées par une méthode graphique

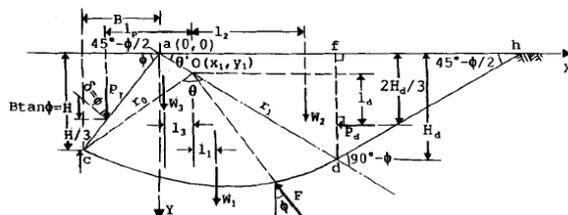


Figure 2.6 : Notations adoptées par Kumbhojkar (1993) pour calculer $P_{\gamma_{\min}}$

2.4 Méthode d'analyse limite

La grande différence entre l'analyse limite et l'équilibre limite réside dans la prise en compte de la cinématique des déformations dans l'analyse de la rupture et de tenir compte des conditions aux limites sur les déplacements. L'analyse limite admet que les sols et autres matériaux ont un comportement élastique (ou rigide) parfaitement plastique, avec une loi d'écoulements plastiques associés. Notons que cette loi d'écoulement plastique associée n'est en fait utilisée que pour calculer les puissances virtuelles de la déformation du matériau à l'état limite de contraintes.

C. M. Goss et D. V. Griffiths, école des mines de la Colorado. Les auteurs ont très efficacement présenté des solutions de plasticité de la limite supérieure et inférieure du problème classique de la capacité portante des argiles à deux couches.

Chen (1975) présente une vision des possibilités offertes au début des années 1970 par l'analyse limite pour le calcul des fondations superficielles.

Les solutions classiques de Taiebat, H. A. & Carter, J. P. (2010) pour la capacité portante des fondations sont basées sur les études originales d'un poinçon à bande de Prandtl (1921) et de Reissner (1924).

Deux théorèmes limites ont été établis, et qui définissent deux approches des charges limites par valeurs supérieures et par valeurs inférieures (Magnan et al. 2004).

- Selon le théorème des bornes supérieures, si le travail d'une force externe associé à une cinématique de rupture est supérieur au travail des forces internes (bornées par la

résistance des matériaux) pour la même cinématique de rupture, alors cette force est supérieure à la charge limite de rupture. Cette approche, dite cinématique, consiste donc à construire des cinématiques ou mécanismes de rupture respectant les conditions aux limites sur les déplacements, et à trouver pour chacun d'eux des forces ou combinaisons de forces trop grandes pour la résistance du sol ;

- Selon le théorème de bornes inférieures, si l'on peut trouver dans les matériaux (sol et structures) un champ de contraintes qui équilibre la charge extérieure appliquée, tout en restant compatible avec les résistances des différents matériaux, alors cette charge ne peut être supérieure à la charge limite de rupture. Cette approche, dite statique, consiste donc à chercher des champs de contraintes qui vérifient les conditions d'équilibre statique et les critères de résistance des matériaux et équilibrent la plus grande charge extérieure possible.

2.4.1 Théorie Chen (1975)

Chen discute les détails nécessaires pour l'application de la théorie de la borne supérieure de l'analyse limite ; il donne des exemples simples en considérant un mécanisme translationnel et rotationnel dans un sol purement cohérent.

Chen (1975) présente une comparaison entre les résultats de le facteur $N\gamma$ d'un Prandtl (1920) et Hill (1950) et ceux de Sokolovskii (1965) ; d'après Chen (1975) les valeurs de Sokolovskii sont plus élevées pour les grandes valeurs de φ à cause du champ de contraintes trop simplifié (il est décrit dans le quatrième chapitre de l'ouvrage de Sokolovskii, 1965). La capacité portante d'une semelle filante a été évaluée par Chen (1975) dans le cas général d'un sol cohérent, frottant et pesant ; les valeurs obtenues donnent le paramètre adimensionnel q_0/c en fonction de l'angle de frottement interne φ , de l'interface sol-fondation, du rapport D/B et du paramètre adimensionnel $G = 0,5\gamma B/c$.

Les solutions de Chen (1975) sont comparées aux valeurs calculées par Meyerhof (1951), Hansen et Christensen (1969) et Sokolovskii (1965).

Pour le calcul de la capacité portante des semelles filantes, Chen (1975) recommande d'utiliser les valeurs calculées par les expressions suivantes :

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1)\cot\varphi \\ N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)e^{\pi \tan\varphi} \\ N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\varphi \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \end{cases}$$

Tableau 2.2 : Facteur de portance N_γ d'après Chen (1975).

φ°	Semelle rugueuse			Semelle lisse		
	Meyerhof (1951)	Hansen et Christensen (1969)	Prandtl (Chen, 1975)	Sokolovskii (1965)	Hansen et Christensen (1969)	Hill (Chen, 1975)
15	2,5	1,2	2,1	0,70	0,7	1,2
20	5,5	2,9	4,6	1,58	1,6	2,7
25	12,0	7,0	10,9	3,46	3,5	5,9
30	26,0	15,0	25,0	7,65	7,5	12,7
35	60,0	35,0	57,0	17,6	18,0	28,6
40	130,0	85,0	141,0	43,25	42,0	71,6

2.5 Méthode des lignes de glissement

L'application de la méthode des lignes de glissement est limitée uniquement aux problèmes plans ou axisymétriques où il est possible d'écrire un système de trois équations aux dérivées partielles à trois inconnues ; dans cette méthode on doit satisfaire les deux équations d'équilibre et la condition imposée par la résistance du sol ; les trois inconnues sont les éléments du tenseur des contraintes. Le principe de la méthode est la transformation du système initial des coordonnées en coordonnées curvilignes suivant les directions des contraintes de cisaillement maximales.

2.5.1 Théorie de Prandtl (1920)

Prandtl (1920) a étudié la rupture sous une fondation rugueuse, à partir de la théorie de Rankine en considérant un schéma de rupture (figure 2.7.A). Le sol environnant applique une surcharge uniforme $\gamma \cdot D$ au plan passant par la base de la semelle, avec un coin de sol sous la fondation en état de poussée et un coin en état de butée, q_u est la contrainte (ultime) qui provoque la rupture, OÙ a donné son mécanisme de rupture le plus accepté et le plus utilisé ensuite par les autres auteurs. Le mécanisme de rupture sous la fondation considère que la base de la fondation est lisse. Puisque la base de la fondation est supposée lisse un état active de Rankine est développé dans le coin AAO [les angles AAO et AAO étant $(\pi/4 + \phi/2)$]. Le système est formé par trois zones successives (figure 2.7.B).

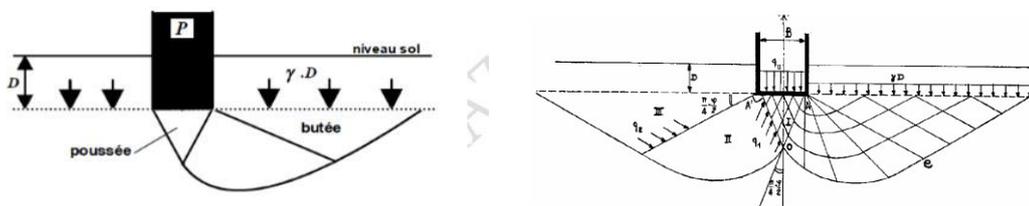


Figure 2.7.A : Coins de poussée et de butée lors d'une rupture plastique.

Figure 2.7.B : Mécanisme de rupture d'une fondation de base lisse (Prandtl (1920)).

La figure 2.7.B montre le réseau des lignes de glissement, La zone I en équilibre de poussée de Rankine, La zone II en équilibre de Prandtl proprement dit (Oe est un arc de spirale logarithmique) et La zone III en équilibre de butée de Rankine.

La formule générale donnant la pression limite est:

$$q_u = P/B = \gamma \cdot D \cdot N_q + \gamma \cdot B/2 \cdot N_\gamma + c \cdot N_c$$

Le problème se ramène à l'étude de l'équilibre du bloc AOe en écrivant que le moment en A de l'ensemble des forces est nul, Le problème bidimensionnel d'un sol pulvérulent non pesant, d'angle de frottement interne ϕ et chargé normalement à sa surface par deux répartitions uniforme, à été résolu pour la première fois par Prandtl (1920).

On notera q_1 et q_2 les intensités des contraintes critiques qui agissent respectivement sur les rayons polaires AO et Ae. L'équilibre de poussée et de butée de Rankine dans un milieu non pesant donne :

$$q_1 = q_u \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \quad \text{et} \quad q_2 = \gamma D \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Donc q_1 et q_2 sont liés par la relation suivante dans l'équilibre de Prandtl :

$$\frac{q_2}{q_1} = \left(\frac{AO}{Ae}\right)^2 = e^{-2\varepsilon \operatorname{tg}\varphi} = e^{-\pi \operatorname{tg}\varphi}$$

Puisque l'angle ε que fait AO et Ae est égale à $\frac{\pi}{2}$. . On aboutit donc finalement :

$$q_u = \gamma D \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \operatorname{tg}\varphi}$$

C'est-à-dire à :

$$N_q = \operatorname{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \operatorname{tg}\varphi}$$

Cette formule est quelque fois appelée formule de Prandtl-Caquot, car ces deux auteurs l'ont publiée, indépendamment l'un de l'autre vers (1920).

2.5.1.1 Cas particuliers

Rupture à court terme dans un sol argileux

Le sol est caractérisé par son poids volumique γ , sa cohésion non drainée C_u , et l'angle de frottement interne $\varphi_u = 0$.

$$N_q(0) = 1 ; \quad N_\gamma(0) = 0 ; \quad N_c(0) = 5,14.$$

$$q'_u = \gamma \cdot D + 5,14 \cdot C_u$$

- Fondation carrée ;

$$q'_u = \gamma \cdot D \cdot N_q + 0,8 \cdot \gamma \cdot B/2 \cdot N_\gamma + 1,3 \cdot c \cdot N_c$$

- Fondation circulaire ;

$$q'_u = \gamma \cdot D \cdot N_q + 0,6 \cdot \gamma \cdot B/2 \cdot N_\gamma + 1,3 \cdot c \cdot N_c$$

- Chargement vertical excentré.

2.6 Critiques générales des méthodes classiques

Costet et Sanglerat (1983) indiquent que la théorie qui conduit à la définition des trois facteurs de capacité portante, soulève un certain nombre de critiques. Le premier point concerne la forme du coin $OA\hat{A}$ (Figure 2.8) ; les essais sur modèle réduit ont montré que les côtés du coin sont loin d'être rectilignes principalement lorsque le rapport D/B est inférieur à 0,5. Afin de traiter cette difficulté, plusieurs auteurs ont repris l'étude de coin, en adoptant pour OA et $O\hat{A}$ des arcs de lignes de glissement, en appliquant la méthode des lignes de glissement.

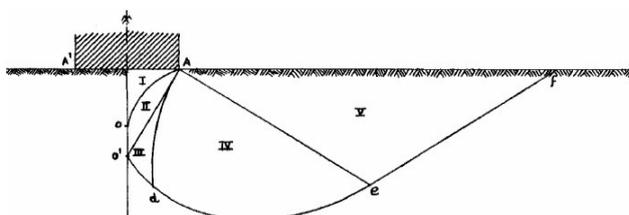


Figure 2.8 : Schéma de Gorbunov d'après Costet et Sanglerat (1983).

L'hypothèse de la superposition des états d'équilibre (d'un milieu pesant non chargé, milieu non pesant cohérent et d'un milieu non pesant surchargé) est une approximation, car les lignes de glissement des différents équilibres sont loin d'être superposables.

Il est certain que les lignes de glissement au sein du massif se prolongent au de-là du plan horizontal et que cette approximation est d'autant moins bonne que le rapport D/B est grand, également, ils considèrent que le sol se comporte comme un matériau associé, avec un angle de dilatance ψ égal à l'angle de frottement ϕ , alors que, pour les cas des sols réels, l'angle de dilatance ψ est généralement inférieur à l'angle de frottement ϕ .

2.7 Méthodes numériques

Les méthodes numériques représentées par la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies sont des outils extrêmement puissants. Elles présentent l'avantage que les hypothèses simplificatrices, surtout pour les terrains naturels stratifiés, sont plus en plus faibles que les méthodes classiques d'équilibre limite. Les méthodes de résolutions numériques discrétisent le sol en mailles et emploient des algorithmes pour assurer les exigences statiques et cinématique simultanément.

Mais ces méthodes souffrent de la possibilité que la discrétisation adaptée peut mener aux erreurs dans la solution. En même temps pour l'évaluation de $N\gamma$, il semble y avoir quelques justifications pour employer cette approche

2.8 Méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une technique particulière d'approximation des fonctions solutions par sous domaines, les logiciels de calcul par éléments finis sont devenus des outils pour l'ingénieur, au même titre que les méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols. L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement de pré- et de post-processeurs conviviaux et simples d'emploi. On a utilisé la méthode des éléments finis (code plaxis).

La méthode des éléments finis par déplacement élasto-plastique a été montrée à plusieurs reprises (par exemple, Zienkiewicz et al. 1975 ; Griffiths, 1982 ; Griffiths & Lane, 1999) pour apporter des solutions fiables à une série de problèmes d'effondrement en géomécanique, notamment des analyses de déformation dans le plan impliquant $\Psi = 0$ sol.

Les méthodes des éléments finis par déplacement élasto-plastique de Mohr-Coulomb, dans une seule analyse, peuvent être utilisées pour apporter des solutions robustes et précises à un large éventail de problèmes de «défaillance» géotechniques.

2.9 Méthode de différence finie

La méthode des différences finies est peut-être la plus ancienne technique numérique utilisée pour résoudre des systèmes d'équations différentielles. Dans cette méthode toute dérivée présente dans le système d'équation est remplacée directement par une expression algébrique écrite en termes de variables du champ (contrainte ou déplacement) aux points discrets de l'espace.

Les programmes en différences finies ne construisent pas de matrice de rigidité globale, car ils peuvent de manière relativement efficace reformuler les équations à chaque pas, la mémoire dans ce cas est minimum.

2.10 Conclusion

Dans ce chapitre nous avons exposé les différentes approches utilisées pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles sous charge verticale centrée ; la méthode de superposition initiée par Terzaghi (1943) pour l'évaluation de la capacité portante d'une fondation est adoptée actuellement par tous les géotechniciens.

Cependant, La méthode de calcul représentant les méthodes classiques, basées sur l'équilibre limite et l'analyse limite, utilisent des hypothèses simplificatrices en imposant un mécanisme de rupture qui peut être en réalité très grossier et souffrent de quelques difficultés et critiques.

Les calculs à la rupture ne prennent pas en compte les déformations du terrain ; par ailleurs l'approche en déplacements des calculs de la capacité portante est la plus avantageuse, car elle suit l'évolution des déformations et les contraintes dans le sol depuis leur état initial jusqu'à la rupture.

Quelques solutions numériques ont résolu le problème de la capacité portante en tenant compte l'influence de la rugosité et de la non-associativité, et qui n'impose pas la direction des plans de rupture, au contraire, ces méthodes permettent de vérifier le mécanisme de rupture sous la fondation. Elles sont d'un emploi peu courant à cause de leur complexité de mise en œuvre, elles sont cependant en train de se généraliser.

CHAPITRE 3

ANALYSE NUMERIQUE DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS CIRCULAIRES POSE SUR UN SOL STRATIFIE

3.1 Introduction

Le problème de la capacité portante d'une fondation filante a été largement étudié dans la littérature par des approches théoriques et / ou numériques, puisque il représente le cas simple de déformation plane. En revanche, pour les fondations circulaires, les modélisations numériques sont récentes et les ingénieurs géotechniciens utilisent des coefficients empiriques préconisés par les différentes réglementations. Les simulations numériques des charges de rupture d'une fondation de forme circulaire, soumise à un chargement vertical ou incliné peuvent être étudiées selon le cas en axi-symétrie ou en trois dimensions.

La détermination de capacité portante des fondations circulaires est très compliquée dans le cas des sols cohérents stratifiés. Lorsque le sol de fondation non homogène est composé de deux couches d'argiles superposées, la première de faible résistance, et la deuxième a une cohésion de valeur importante. La diffusion des contraintes dans le sol sera perturbé par la présence de la stratification ce qui change complètement la forme des mécanismes de ruptures ainsi que la capacité portante de la fondation.

Ce chapitre consiste à étudier le problème de capacité portante de fondation circulaire reposant sur une bicouche. Une étude paramétrique détaillée a été réalisée pour le calcul des facteurs de la capacité portante N_c^* pour les sols cohérent, en utilisant la méthode des éléments finis incorporée dans le logiciel plaxis 2D-version 8 (éléments triangulaires à 15 nœuds, en axisymétrie). Le chargement de la fondation dans les calculs élasto-plastique a été faite par deux méthodes ; la première concerne le chargement par déplacement et la seconde par force.

Dans ce chapitre après la description du modèle numérique utilisé, les conditions aux limites et la procédure de calcul des coefficients N_c^* et N_γ^* , on présente les résultats numériques sous forme de tableaux et courbes suivis d'une discussion. Enfin, l'utilisation d'une procédure numérique permet un jugement réel et donne une fiabilité et une consistance aux résultats obtenus.

3.2 Présentation du cas étudié

Le problème de fondation superficielle circulaire sous chargement centré, présente une symétrie de révolution et une symétrie vis-à-vis au chargement. Pour cette raison la modélisation peut être effectuée soit pour la moitié du modèle, soit pour la totalité du modèle géométrique et cela pour les deux cas possibles : étude en déformation plane (2D) en axisymétrie ou étude tridimensionnelle (3D). Dans cette étude nous avons choisi le premier cas qui consiste à utiliser l'axisymétrie pour résoudre le problème tridimensionnel en (2D). Les dimensions du modèle présenté sur la figure 3.1 sont 12 m de largeur sur 6 m de profondeur. Le sol de fondation est composé de deux couches d'épaisseur différente. Quatre cas ont été pris en considération selon l'épaisseur de la couche superficielle qui prend les valeurs suivantes 0.2 m, 0.5m, 1m et 1.5m.

On considère une semelle superficielle circulaire, de largeur $B = 1$, reposant directement sur la surface d'un sol stratifié composé de deux couches. Cette fondation est soumise à une charge verticale centrée, au niveau de la base de la semelle la pression est uniformément répartie.

Le problème de la capacité portante en présence de deux couches d'argile a été résolu avec beaucoup de succès en utilisant un maillage relativement grossier en éléments finis.

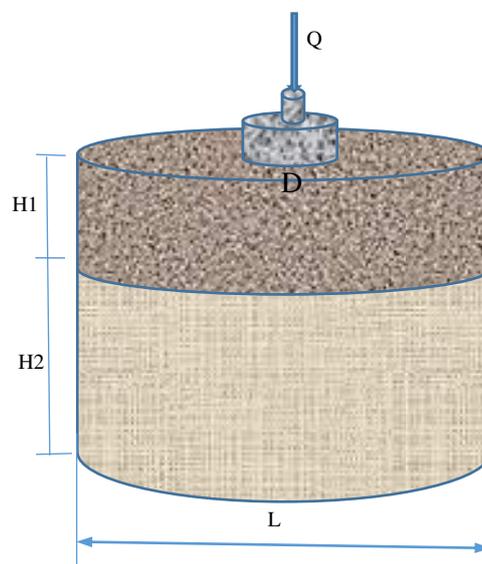


Figure 3.1 : Simulation du cas étudié.

Où :

D : diamètre de la semelle ;

L : diamètre du massif de sol ;

H1 : épaisseur de la couche superficielle ;

H2 : épaisseur de la couche profonde ;

Q : la charge verticale centrée.

3.3 Maillage et Condition aux limites

Dans tous les cas, en raison de la symétrie de révolution du problème, seule la moitié ou le quart du modèle peut être considéré dans l'étude tridimensionnelle. Dans notre cas le problème a été traité en axis-symétrie, la modélisation est effectuée en déformation plane et la totalité du modèle a été prise en considération (Figure 3.2). Deux maillages ont été considérés avec un diamètre de la semelle ($b = 1$ m). Un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones suspectées à forts gradients des contraintes, au voisinage de la semelle. Les dimensions adoptées du massif sont suffisantes pour que le mécanisme de rupture n'intercepte pas les frontières.

Dans cette étude, deux types de maillages ont été considérés pour déterminer l'influence de la taille du modèle ; les frontières du massif ainsi un exemple du maillage adopté, est illustré sur la Figure 3.2.

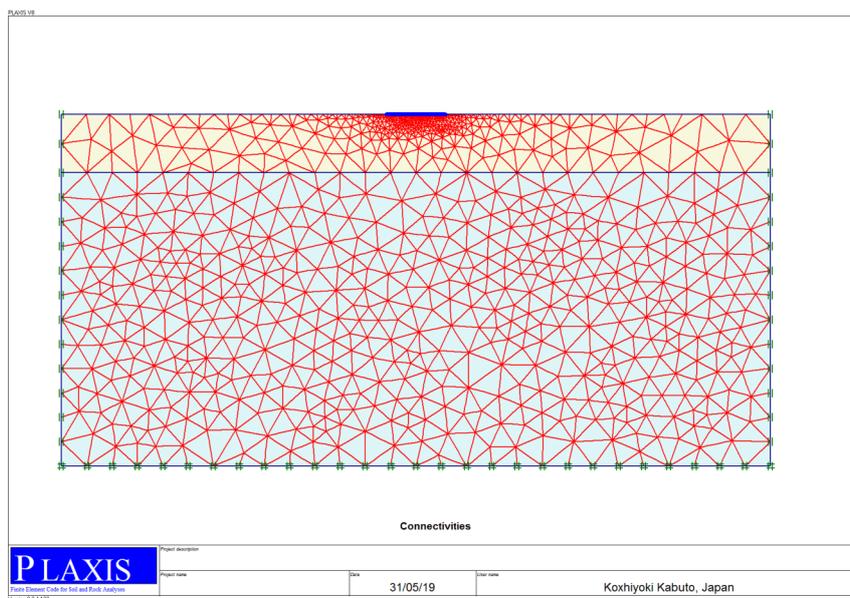


Figure 3.2 : maillage et conditions aux limites adoptés pour l'analyse d'une fondation circulaire.

Les conditions aux limites sont définies de manière à représenter le comportement réel du sol de fondation, pour les limites latérales le déplacement est bloqué dans la direction horizontale mais le sol peut se déplacer verticalement. Pour la limite inférieure du modèle les déplacements sont bloqués dans les deux directions horizontales et verticales. Les frontières adoptées sont suffisantes pour que le mécanisme de rupture ne les intercepte pas.

3.4 Caractéristiques des matériaux

Dans ce travail nous avons choisis les caractéristiques mécaniques des couches de sol de fondation et du matériau de fondation qui permettent de donner de bons résultats. Les caractéristiques utilisées montrent que les sols ont un comportement associé quantifié par l'angle de dilatance ψ , parce que $\psi=0$ et tendance à surestimer la charge limite réelle. En conséquence, le modèle élastique parfaitement plastique associé de Mohr-Coulomb, est utilisé dans cette étude. La fondation circulaire utilisée de largeur B , est supposée parfaitement rigide, représentée par une interface avec le sol ($R_{inter}=1$). Pour ce faire, des déplacements uniformes ont été imposés à la fondation où les chargements correspondants sont déduits du calcul par éléments finis. Ces caractéristiques des sols de fondation et de la semelle sont présentées dans les tableaux 3.1 et 3.2 suivants :

Tableau 3.1 : propriétés des couches de sol et des interfaces.

Paramètres	Symbole	Argile	Argile	Unité
Modèle du matériau	Model	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	-
Type de comportement	Type	Non drainée	Non drainée	-
Poids volumique	γ_{unsat}	16	16	[Kn/m ³]
Poids volumique saturé	γ_{sat}	18	18	[Kn/m ³]
Module d'Young	E_{ref}	1,000E+04	1,000E+04	[Kn/m ²]
Coefficient de poisson	ν	0,350	0,350	-
cohésion	c_{ref}	5	25	[Kn/m ²]
Angle de frottement	Φ	0	0	[°]
Angle de dilatance	Ψ	0	0	[°]
Facteur de rigidité	R_{inter}	1	1	-

Tableau 3.2 : les caractéristiques de la fondation circulaire.

paramètres	Symbole	Valeur	Unité
Type de comportement	Matériel type	Elastique	-
rigidité à la traction	EA	5,000E+06	Kn/m
rigidité à la flexion	EI	8500,000	Knm ² /m
l'épaisseur	D	0,143	M

3.5 Procédure de simulation

La procédure de simulation de la capacité portante d'une fondation est basé sur l'application d'une force centrée sur la semelle, cette force va provoquer une contrainte sous la semelle qui s'applique sur le sol, il y a une transmission de charge de la semelle vers le sol par l'intermédiaire de l'interface qui s'appelle la zone de transition.

Le chargement de la semelle se fait par deux méthodes, Chargement par force et Chargement par déplacement, dans le premier cas on a appliqué une charge incrémenté sur les nœuds situés sous la semelle, c'est-à-dire on incrémente la charge jusqu'à la rupture du sol, la charge totale au moment de la rupture s'appelle la charge limite. Dans le deuxième cas on applique un déplacement uniforme et incrémental, aux nœuds de la semelle de largeur $b=1\text{m}$, jusqu'à la rupture du sol, la force limite produite par la surface de la semelle représente la capacité portante de la fondation.

Dans les calculs par PLAXIS, la capacité portante q_u de la fondation se calcule directement à partir de la somme des forces nodales divisée par la surface de semelle. Le facteur de la capacité portante N_c^* est exprimée par :

$$N_c^* = q_u / c$$

Avec

q_u : la charge limite du sol ;

C : cohésion du sol.

3.6 Tests de validation

3.6.1 Modélisation d'une semelle circulaire sur un sol cohérent

3.6.1.1 Influence de la taille du modèle

La modélisation d'une semelle circulaire sur un sol cohérent est un bon exemple à reproduire pour constituer un excellent test de validation. Pour choisir les dimensions du modèle qui convient à cette étude, nous avons utilisé deux modèles de dimensions différentes ainsi les résultats ont été comparés pour choisir le plus performant.

Le premier modèle est caractérisé par ces dimensions 6x12 m et le deuxième a pour dimensions 12x24 m. Le massif de sol utilisé dans les deux cas est supposé non pesant et son comportement décrit par une loi élastique parfaitement plastique (critère de Tresca), le maillage adopté pour les deux modèles est un maillage grossier localement raffiné au voisinage de la fondation.

Après le calcul de la capacité portante ainsi que le facteur de portance N_c^* en utilisant le code PLAXIS, nous avons obtenu les résultats présentés dans le tableau 3.3 ci-dessous, ces résultats montrent la sensibilité du calcul de N_c^* par la taille du modèle.

Tableau 3.3 : Influence des dimensions du modèle sur le calcul de N_c^* pour une fondation rugueuse.

Test	Taille (m)	N_c^*	Pourcentage
A	6 x 12	5.173	0.61%
B	12 x 24	5.022	2.29%
la solution théorique	//	5.14	///

Les deux tests A et B en donnent des facteurs de portance N_c^* qui sont très proches de la valeur théorique $N_c = 5.14$. Le test A, a donné une valeur de N_c^* légèrement supérieure à celle du test B. La comparaison des résultats des tests A et B avec la solution théorique montre que la différence en Pourcentage est de 0.61% et 2.29% respectivement. Ce résultat montre bien que les dimensions du modèle A en donnent une valeur plus précise. Pour cette raison nous avons choisi ce modèle pour le reste de l'étude.

La fig.3.8 présente l'évolution du facteur de portance N_c^* en fonction de déplacement de la semelle pour les deux modèles choisis, on constate que l'allure des courbes est légèrement différente dans la zone elasto-plastique avant la plastification représenté par le palier. la différence entre les résultats des deux modèles et de l'ordre de 2.91% ce qui montre que les courbes sont presque superposer.

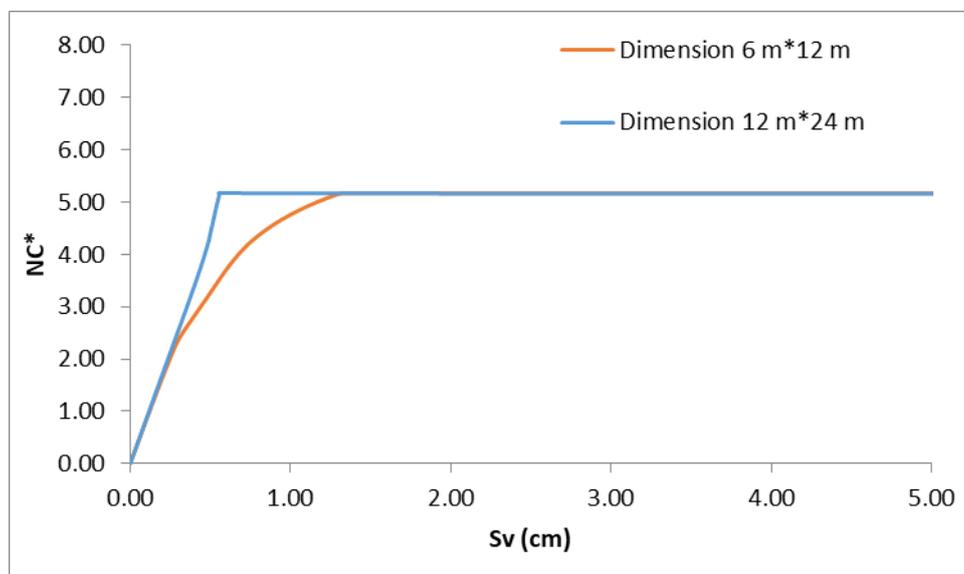


Figure3.3 : Facteur de portance en fonction du déplacement au centre de la fondation.

3.6.1.2 Influence du mode de chargement sur la capacité portante de la fondation

Le logiciel PLAXIS dispose deux modes de chargement de fondation rigide, le premier est un chargement par force et le deuxième et un chargement par déplacement. Pour choisir le mode de chargement a adopté dans notre étude, nous avons testé ces deux modes pour apprécier la qualité et les avantages de chaque mode de chargement.

Les principaux résultats numériques obtenus pour les deux modes de chargement en déplacement et en force sont présenté sous forme de courbe sur la Figure 3.4. Les valeurs du facteur de portance N_c^* pour le cas ($H / B=1$) pour lesquelles la charge est stabilisée sont 5.2856 pour chargement par force et 5.1716 pour chargement par déplacement. Chacune de ces valeurs est proche de la solution théorique. L'erreur relative par rapport à la solution théorique $N_c = \pi + 2 = 5.14$ est alors :

- pour chargement par force : 2.75 %
- pour chargement par déplacement : 0.61%

D'une manière générale on remarque que le mode de chargement de la fondation rigide (force, déplacement) a une influence très importante sur l'allure de la courbe charge-tassement par contre les valeurs de la capacité portante sont très proches. On note aussi que lorsqu'il s'agit des sols purement cohérents on obtient une bonne précision même avec un maillage grossier et un raffinement des zones situées sous la semelle.

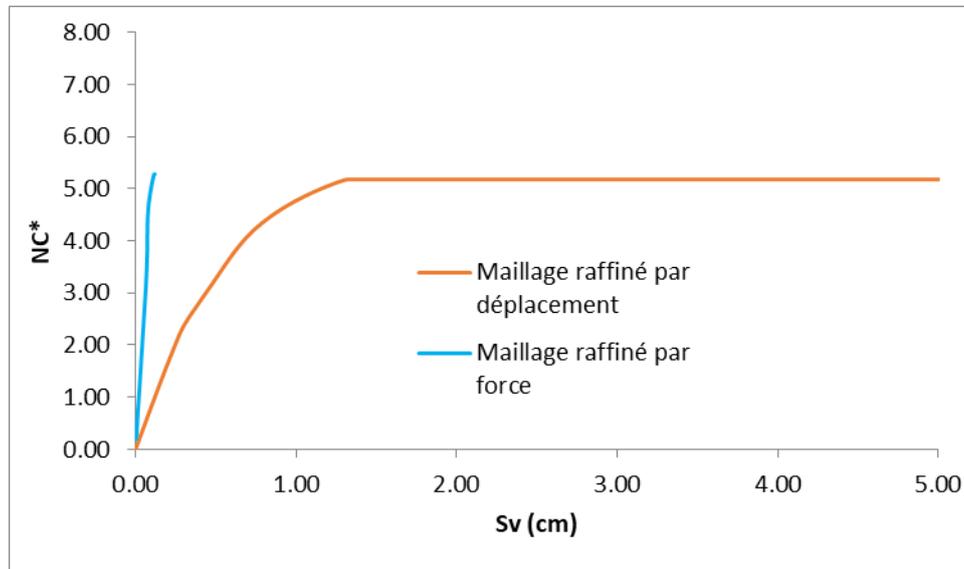


Figure 3.4 : influence du mode de chargement sur la portance de la fondation (chargement par déplacement et par force).

3.7 Etude préliminaire

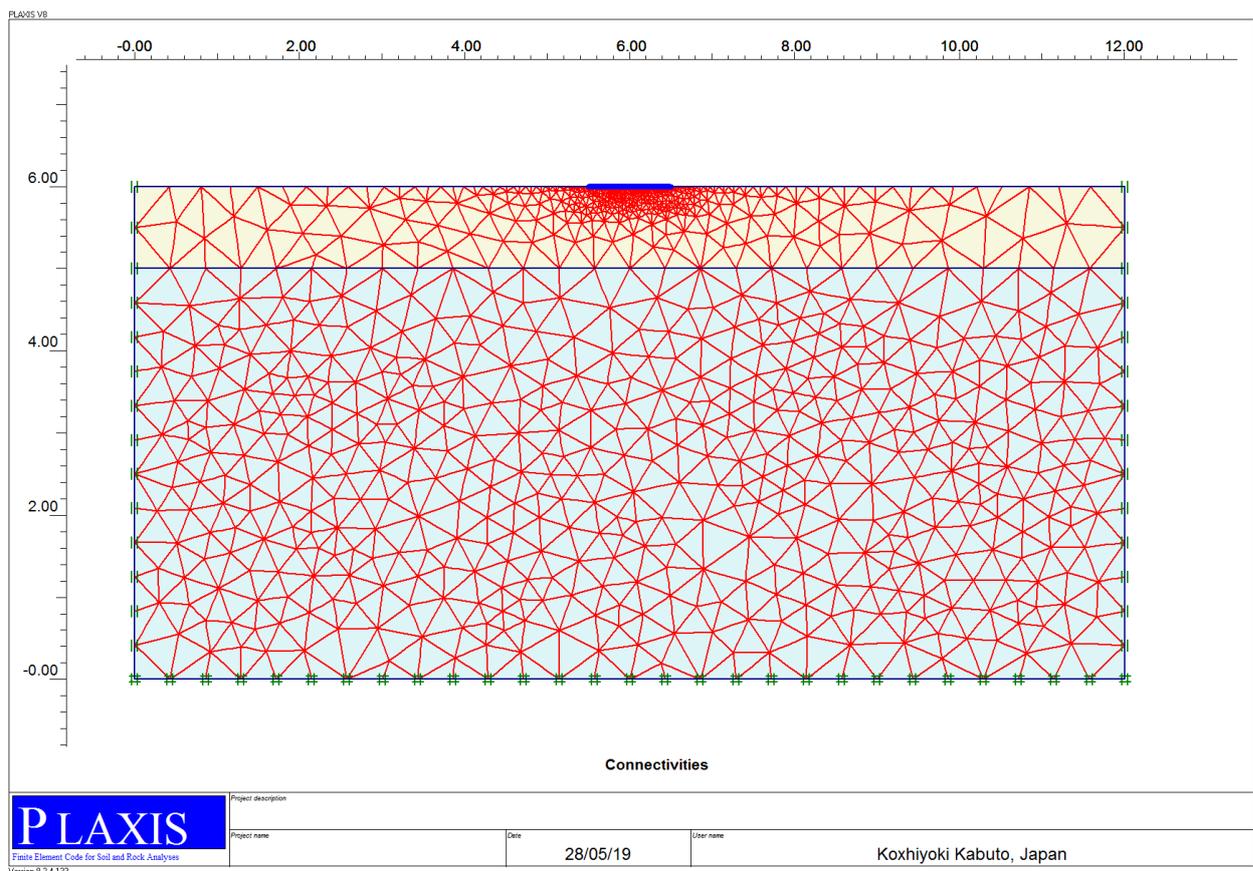
Dans la première partie de cette étude, une série d'analyse est exécutée en utilisant le logiciel PLAXIS dans le cas particulier d'une fondation circulaire reposant sur un massif de sol cohérent. Dans cette série de calcul, l'influence de quelques propriétés du modèle et du sol sont testés tel que le raffinement du maillage, les caractéristiques mécaniques du matériau (E , G , ν). Ces caractéristiques sont variés dans le but d'étudier la sensibilité des résultats aux changements de ces paramètres ainsi pour développer un schéma d'analyse acceptable pour le reste de l'étude.

3.7.1 Influence du raffinement de maillage

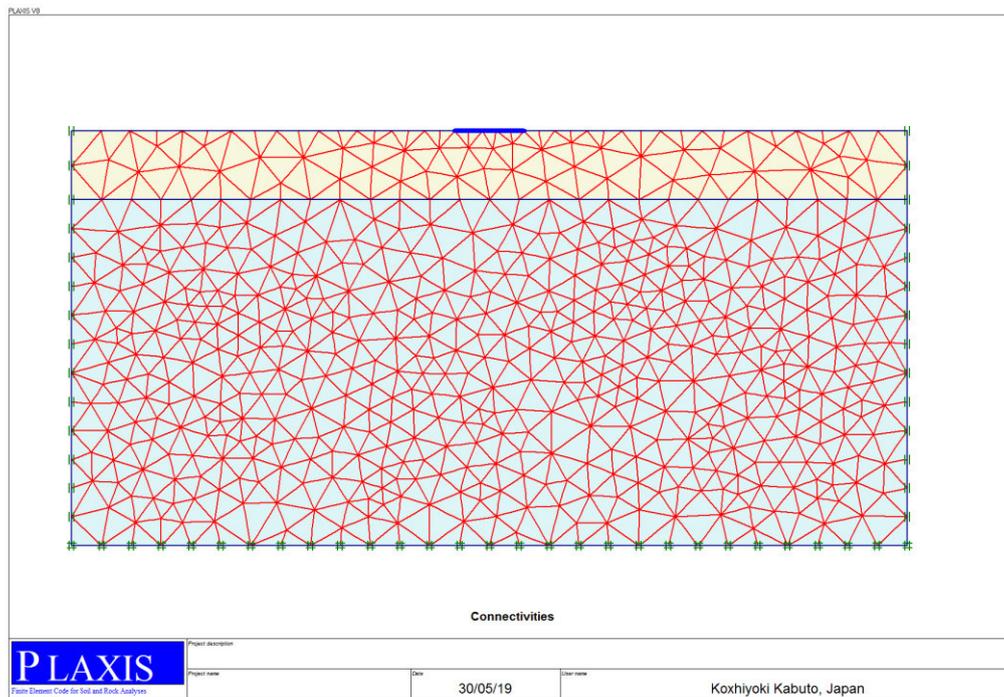
Pour tester l'influence du raffinement de maillage sur les résultats de la capacité portante de la fondation circulaire nous avons utilisés dans cette analyse deux types de maillages qui sont présentés sur les figures 3.5(a et b), ces dernières montrent respectivement la visualisation du

maillage raffiné au voisinage de la fondation et non raffiné ainsi que le rapport de distribution des déplacement incrémental total, donnés par le logiciel PLAXIS.

Les courbes d'évolution du facteur de portance N_c^* en fonction du tassement sont présentés sur La figure3.6 pour les deux types de maillage, le premier et raffiné au voisinage de la fondation et le deuxième non raffiné. D'après cette figure le modèle dont le maillage est raffiné a données de bons résultats ainsi la courbe s'évolue en fonction du tassement jusqu'à une valeur de 5.173 et puis elle se stabilise en présentant un palier. Par contre pour le cas du modèle non raffiné la courbe s'évolue rapidement jusqu'à une valeur de N_c^* égale à 5,6. Cette valeur est nettement supérieure de celle du modèle raffiné. On remarque aussi que cette courbe ne présente pas de palier. Pour des raisons citées ci-dessus, nous avons choisi le modèle grossier avec un raffinement des zones situées sous la semelle de la fondation pour tous les calculs de cette étude.



(a) Maillage raffiné autour des points.



(b) Maillage non raffiné autour des points.

Fig.3.5 Maillage adoptés.

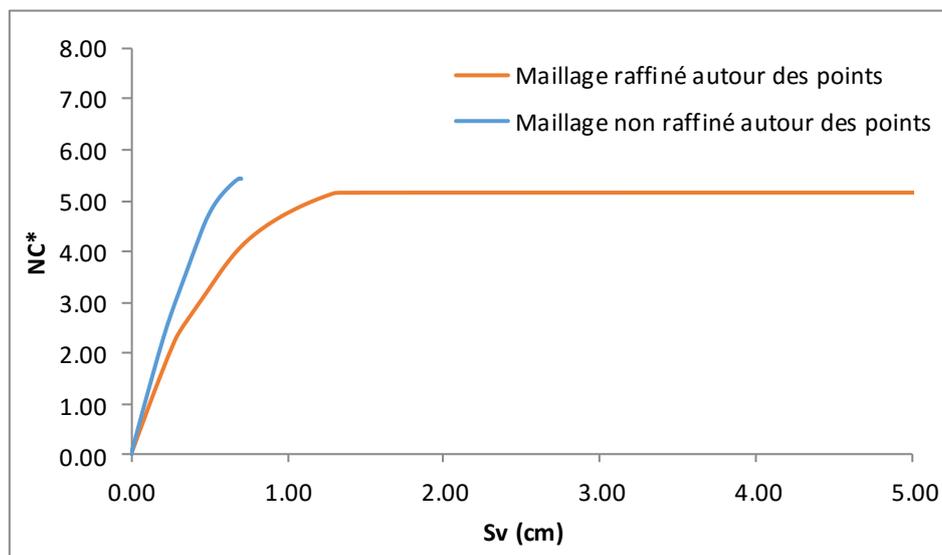
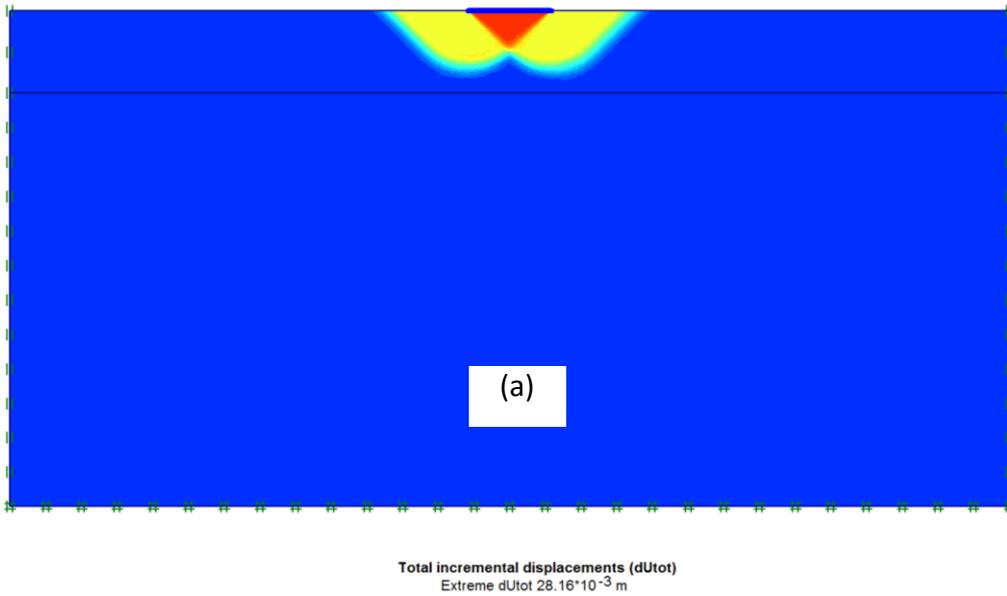


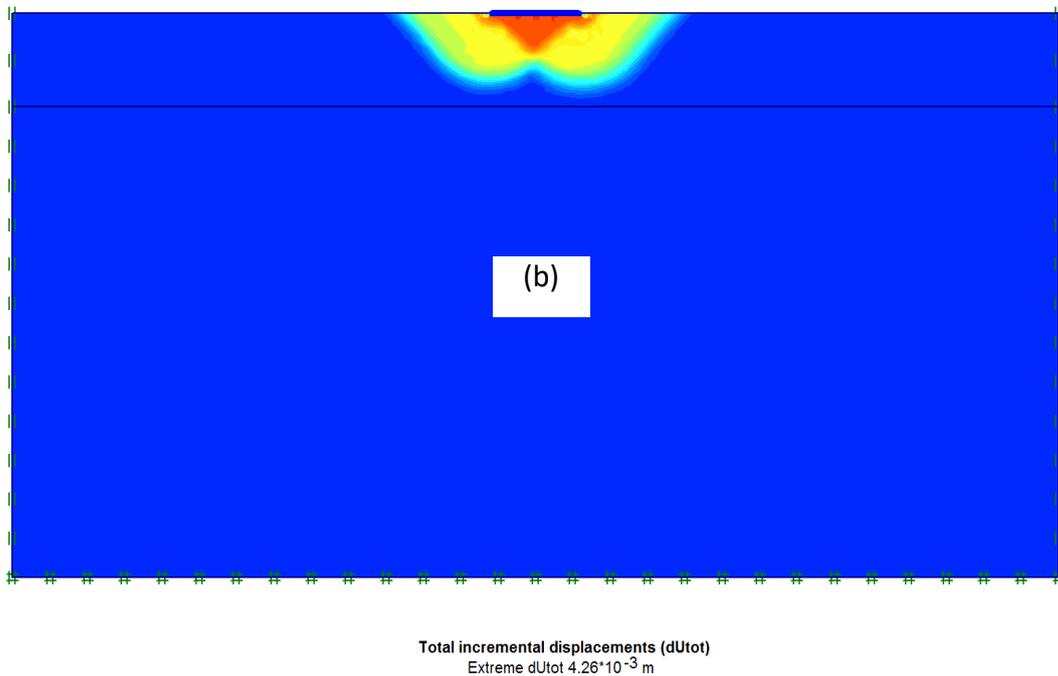
Figure3.6 influence du raffinement de maillage sur facteur de portance N_c^* (PLAXIS).

Les Figures3.7 (a et b) représentent les mécanismes de rupture du sol. Cette visualisation permet de donner une idée sur la forme des ruptures qui se développent dans le sol sous une fondation circulaire, Pour le maillage raffiné autour de la fondation les limites des zones plastifiées et le coin élastique sous la semelle sont bien définis par rapport à celui du maillage

non raffiné au voisinage de la fondation. D'après ces figures, Il est clair que le raffinement de maillage autour de la semelle a fourni des contraintes de cisaillement et des déplacements plus réalistes.



(a) : maillage raffiné.



(b) : maillage non raffiné.

Figure3.7 : mécanisme de rupture.

3.7.2 Influence des paramètres de l'élasticité E, ν

L'étude de l'influence des paramètres de l'élasticité E, ν a été entreprise en utilisant le modèle et le maillage adopté dans ce projet. Les caractéristiques du sol de fondation sont l'angle de frottement $\phi = 0$, l'angle de dilataance $\psi = 0$, et la cohésion $c=5\text{MPa}$

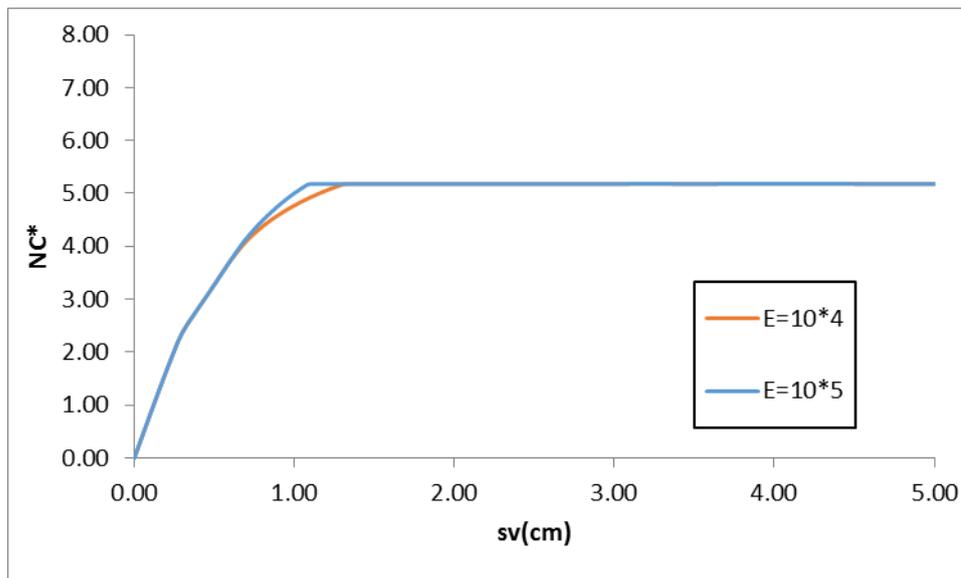


Figure3.8 : Influence du module de cisaillement sur la courbe pression-tassement.

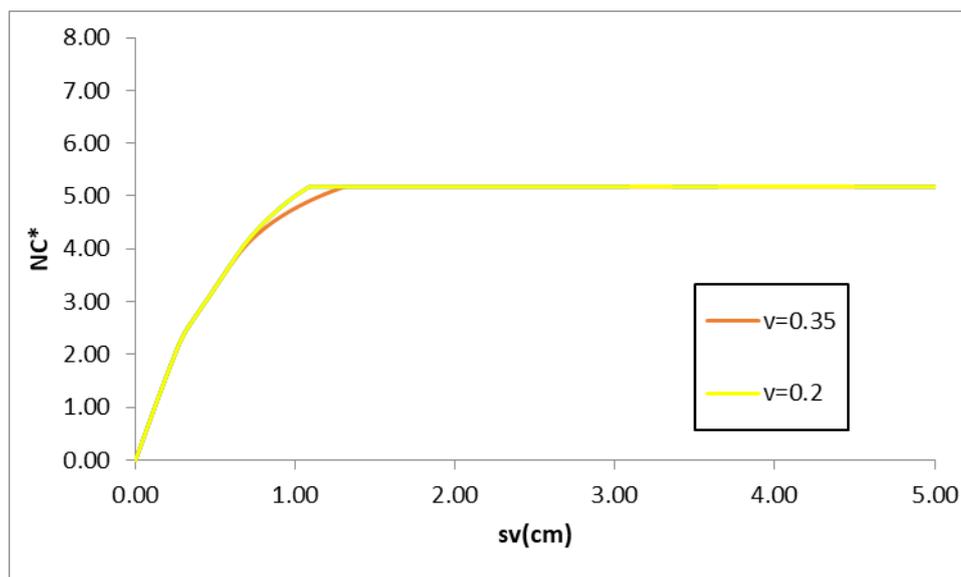


Figure3.9 : Effet du coefficient de Poisson sur la courbe pression-tassement.

Par ailleurs deux valeurs du module d'élasticité et du coefficient de poisson sont prises en compte pour des raisons de comparaison, ces valeurs sont : $E=10 \cdot 5 \text{ KN/m}^2$, $E=10 \cdot 4 \text{ KN/m}^2$, et $\nu=0.35$, $\nu=0.2$ les résultats des analyses sont représentés sur les figures 3.8 et 3.9 respectivement. On constate que les caractéristiques élastiques (module d'Young et coefficient de Poisson) influent sur la pente initiale de la courbe pression-tassement c'est-à-dire sur la déformation du massif de sol de fondation mais pas sur la charge limite.

3.7.3 Analyse de l'influence de la nature de l'interface sur Nc^*

En pratique il n'est malheureusement pas possible de décrire avec précision la nature de l'interface entre un sol et une fondation. L'interface n'est ni parfaitement lisse, ni parfaitement rugueuse. Dans le but d'illustrer l'influence de la nature de cette interface on va examiner le problème en considérant les deux cas extrême, parfaitement rugueuse et parfaitement lisse. Ce phénomène persiste dans le cas des sols frottant par contre dans le cas des cohérents on prend en considération l'adhérence entre le sol et la base de la semelle. Cette adhérence varie entre zéro et la valeur maximale de la cohésion c .

La figure 3.10 montre la comparaison entre les valeurs de coefficient Nc^* d'une fondation lisse et une fondation rugueuse, pour la valeur de l'angle de dilatance ($\psi=\phi=0$). Lorsqu'on varie R_{inter} qui représente l'état de surface contact (interface) entre le sol et la fondation on constate que les courbes ont la même allure et il sont presque superposés et de même charge limite. La seule différence remarquée est au niveau de la pente.

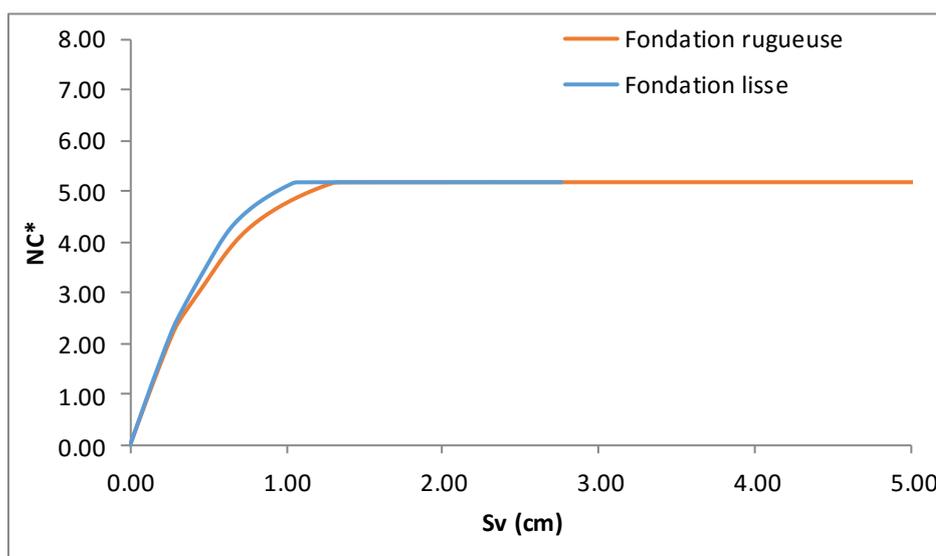


Figure 3.10 : Influence de la rugosité de l'interface sur Nc^* .

3.7.4 Mécanisme de rupture et forme de la zone plastifiée

Les figures montrent respectivement le développement de la zone plastique ainsi que le rapport de mécanisme de rupture et distribution des contraintes tangentielles sous une fondation dans le cas particulier d'un sol cohérent $c=5\text{MPa}$ et d'angle de frottement $\varphi=\psi=0^\circ$, obtenus par PLAXIS pour une fondation parfaitement rugueuse.

Les figures 3.11 et 3.12 montrent la formation d'un cône élastique sous la semelle et que les zones plastifiées sous et au voisinage de la semelle sont développées dans la couche superficielle, une petite partie de sol de la couche profonde et plastifiée ce qui montre que l'épaisseur de la couche superficielle est suffisante pour répartir les contraintes dans le sol. Les dimensions de la semelle jouent un rôle très important sur le volume de sol plastifié et la forme du mécanisme de rupture.

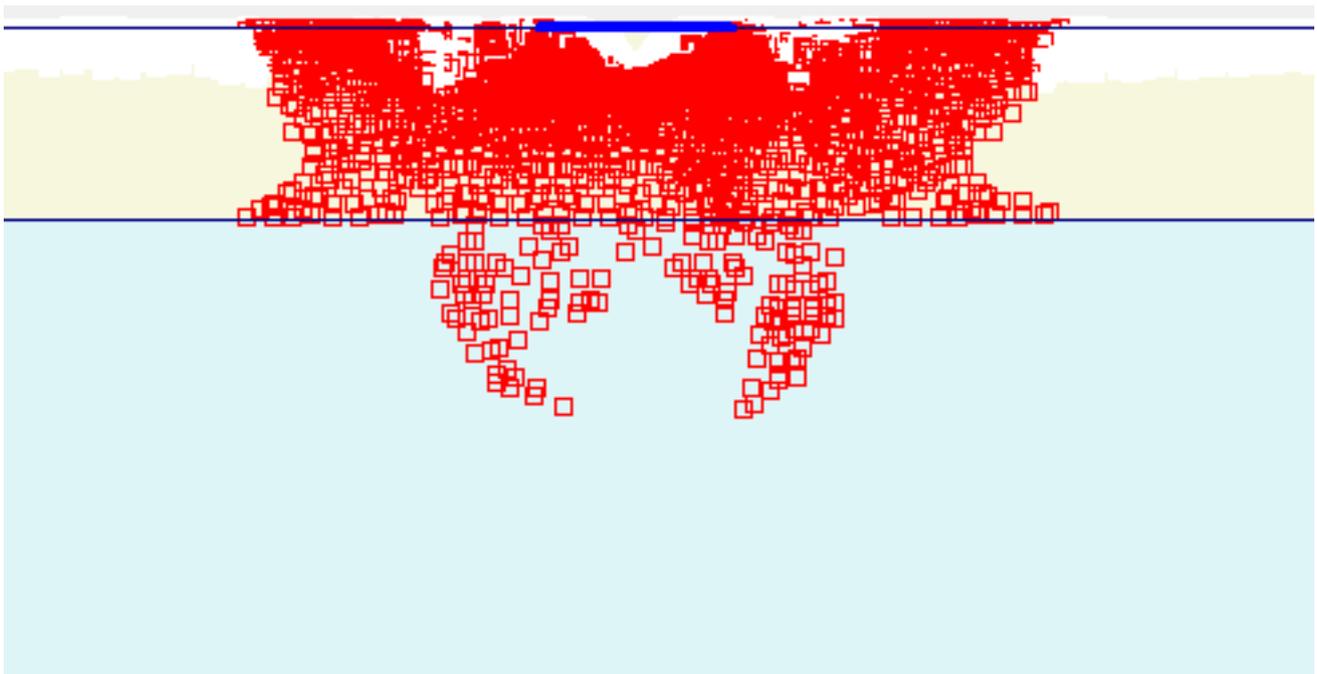


Figure3.11 : Zone plastifiée d'une fondation rugueuse pour $\varphi = \psi = 0^\circ$.

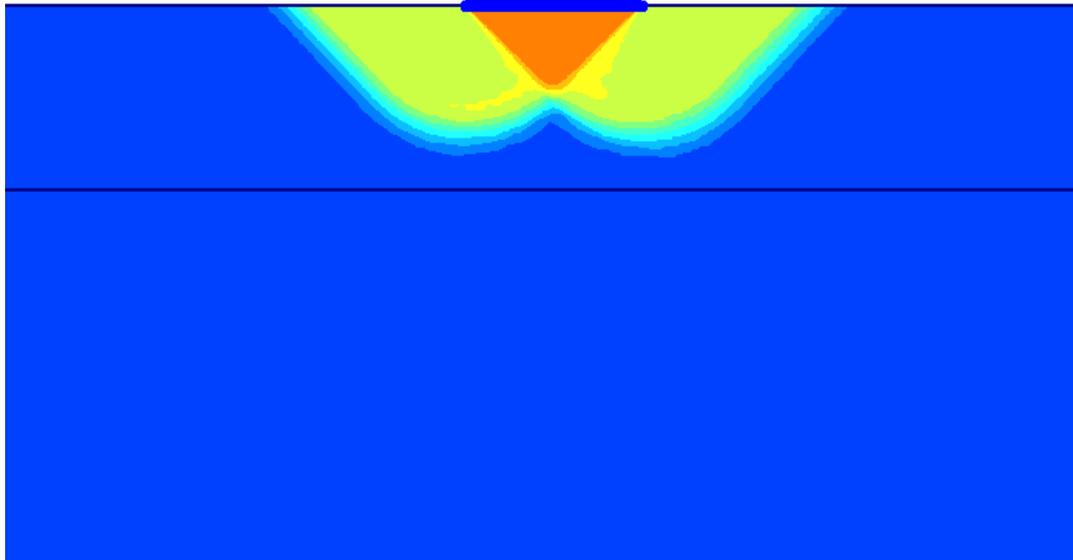


Figure3.12 : Mécanisme de rupture d'une fondation rugueuse pour $\varphi = \psi = 0^\circ$.

La figure.3.13 montre la distribution des contraintes tangentielles sous la fondation, les valeurs maximales sont enregistrées autour des coins élastique ces contraintes sont développées dans la zone en équilibre de Prandtl, elles se propagent en profondeur jusqu'à la deuxième couche. La valeur maximale de la contrainte de cisaillement est de l'ordre de 7 KN/m^2 .

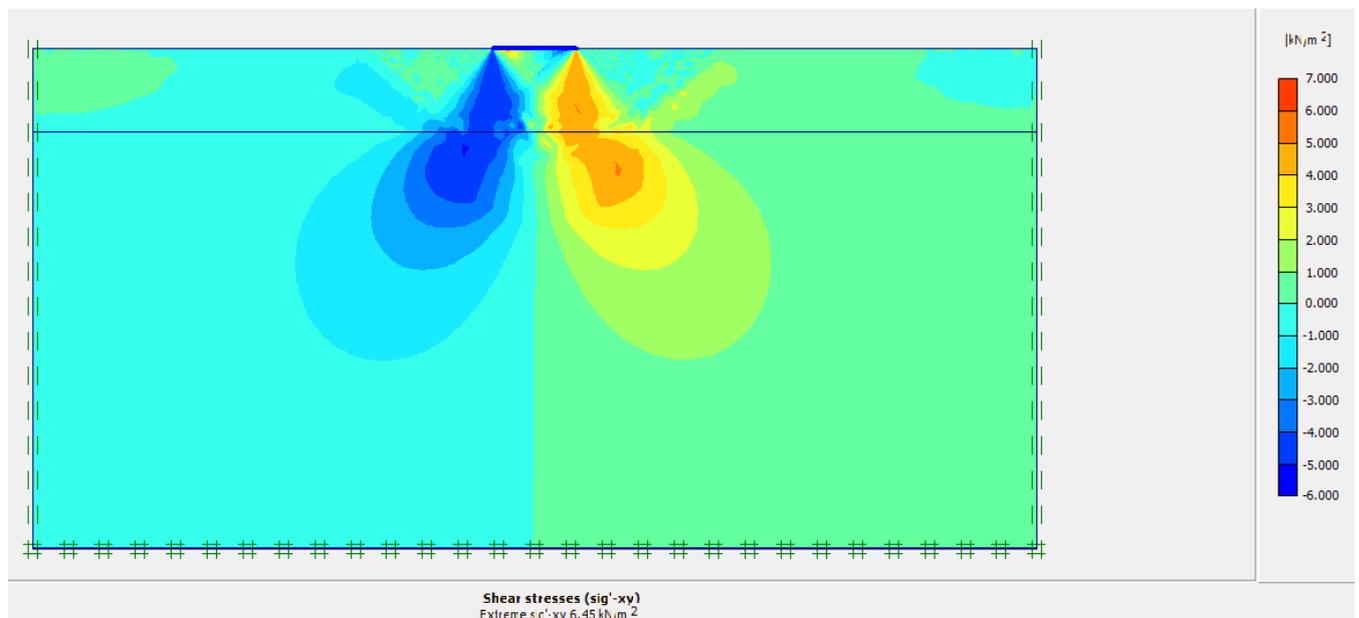


Figure3.13 : Distribution des contraintes tangentielles sous une fondation rugueuse pour $\varphi = \psi = 0^\circ$.

3.8 Distribution des contraintes verticales sous une semelle rigide

3.8.1 Sol purement cohérent

La figure 3.14 présente la distribution des contraintes verticales sous la fondation, cette distribution montre que la contrainte maximale est enregistrée aux extrémités de la fondation. Par contre, au centre de la fondation la contrainte a une valeur minimale cette distribution confirme le type de sol puisque il s'agit d'un sol cohérent.

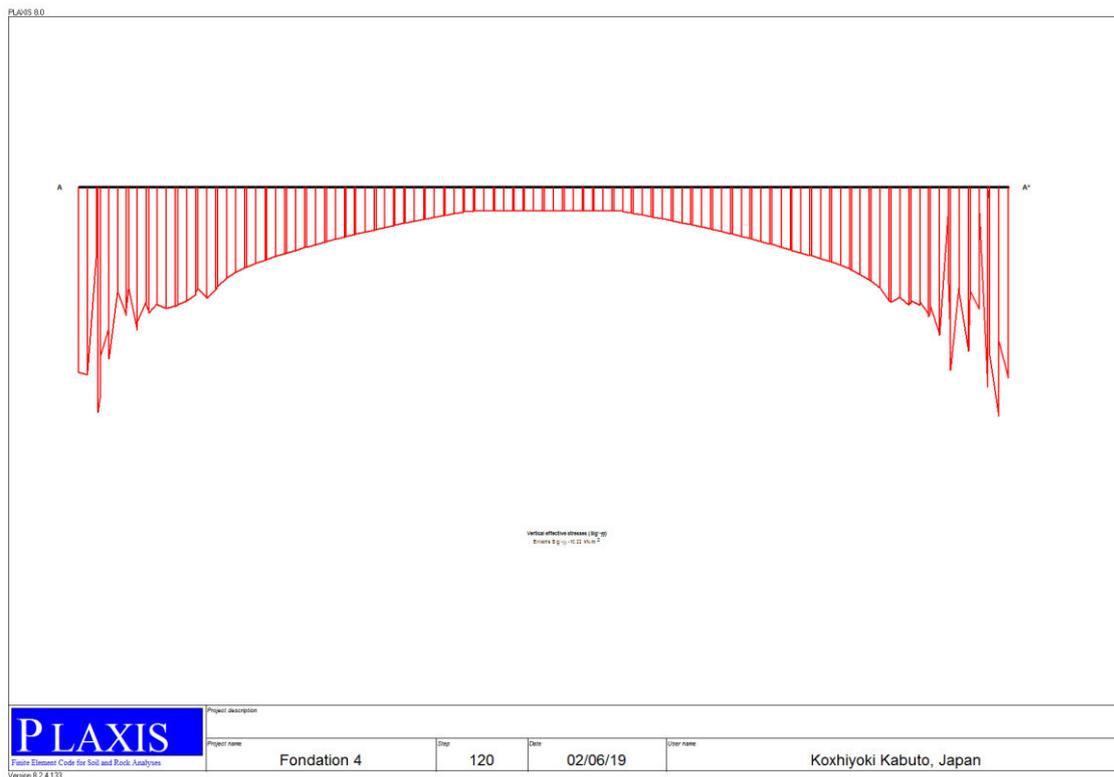


Figure 3.14 : distribution des contraintes sous une fondation rugueuse pour $\phi = \psi = 0^\circ$.

L'existence de la cohésion permet au sol de résister, pour une certaine gamme de contrainte, à la plastification due à la pénétration de la fondation, notamment aux bords de celle-ci. La contrainte verticale au contact sol-fondation a une allure parabolique proche de la solution de Boussinesq, bornée par la résistance du sol. Lorsque en considère le problème à trois dimensions le diagramme des contraintes sous la fondation circulaire présente une calotte ellipsoïde concave.

3.9 Etude numérique de la capacité portante cas d'un sol stratifié

Dans la nature les sols présentent généralement de des stratifications en profondeur. Pour cette raison il est important d'étudier les problèmes de fondations dans lesquelles il est nécessaire d'introduire l'effet de la stratification pour l'estimation de la capacité portante. Les fondations superficielles circulaires, ont généralement des grandes dimensions, la surface de rupture donc peut être étendue à des profondeurs significatives sous la surface de sol.

Cette étude s'intéresse au cas d'un sol stratifié composé de deux couches, la couche superficielle de faible résistance et la couche profonde de résistance élevée, ce cas illustre bien l'importance de ce type de problème. Si la fondation est posée sur la surface d'un sol formé de deux couches et l'épaisseur de la couche supérieure est très grand par rapport à la largeur de fondation, la capacité portante et le comportement de la fondation sont estimés en utilisant les caractéristiques de la couche superficielle. Par contre, si l'épaisseur de couche supérieure est comparable avec la largeur de la fondation, la zone influencée peut être étendue jusqu'à la couche inférieure, et dans ce cas il faut tenir en compte les caractéristiques des deux couches.

L'étude réalisé dans ce chapitre consiste à calculer la capacité portante (ou le facteur de portance N_c^*) d'une fondation superficielle circulaire reposant sur deux couches d'argiles de résistances au cisaillement différentes, pour le cas où l'épaisseur de la couche d'argile supérieure est comparable à la largeur d'une fondation rigide posée sur la surface de sol. Une étude paramétrique est réalisée en utilisant le logiciel PLAXIS.

La capacité portante d'une fondation superficielle circulaire est en relation directe du rapport des cohésions (résistance de cisaillement) des couches supérieure et inférieure ($Cu1/Cu2$) et du rapport de l'épaisseur de la couche supérieure et la largeur de la fondation (H/B) (figure3.15), Les maillages utilisés pour ce programme sont montré sur la figure3.16.

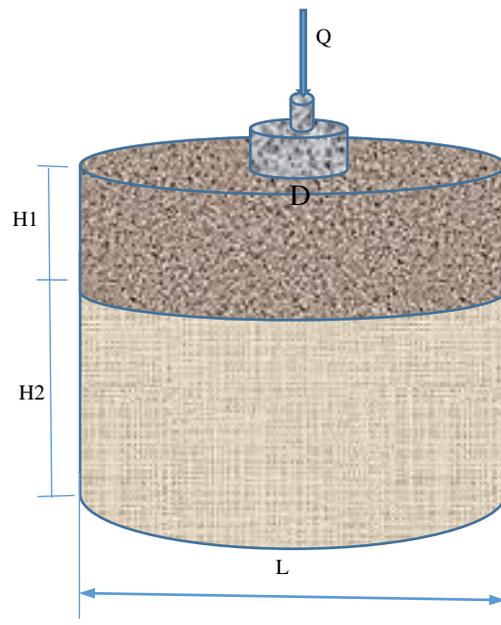


Figure3.15 : Fondation sur un sol bicouches.

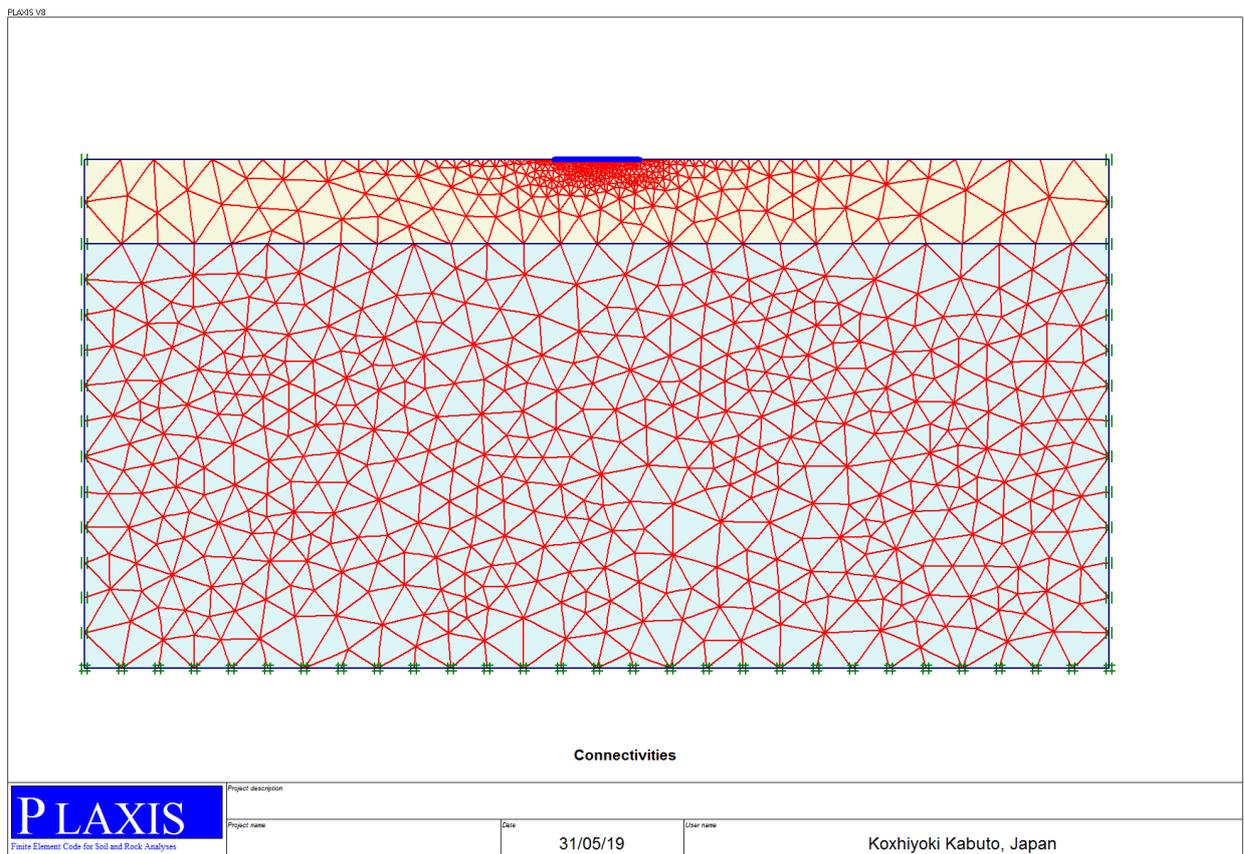


Figure3.16 : Maillage typique utilisé dans l'analyse par déplacement des éléments finis.

3.10 Résultats et discussion

Les résultats du facteur de portance N_c^* de la présente étude obtenues pour le cas du rapport $h/b = 0,2$ sont présentés dans Le tableau 3.4. Ce tableau présente aussi une comparaison avec les résultats de Merefieid, Sloan & Yu obtenues par deux méthodes, la solution théorique des bornes supérieure et inférieure de la méthode d'analyse limite et la version du programme en éléments finis P6.0 de Smith et Griffiths pour un sol de comportement élasto-plastique (critère de Tresca) dans le cas d'une fondation rigide (incrément de déplacement imposé). Cette comparaison donne une certaine fiabilité à notre travail.

Le facteur de portance N_c^* est par définition égal à la capacité portante divisé par la cohésion, ce facteur est donné par l'expression suivante : $N_c^* = q_u/Cu1$

La comparaison des résultats montre que les valeurs de N_c^* obtenues par la présente étude sont en bonne concordance avec les résultats de Merefieid, Sloan & Yu pour les valeurs des rapports de cohésion supérieure ou égale à 1. La différence entre nos résultats et ceux de Merefieid, Sloan & Yu obtenues par la méthode d'élément finis est négligeable, elle nous dépasse pas une valeur de 0,8 %. Pour le cas des résultats d'analyse limite en remarque que les valeurs de la présente étude sont légèrement inférieure de ceux obtenues par la borne supérieure de l'analyse limite. Les résultats de la présente étude sont compris la différence entre les valeurs de $Cu1/Cu2 < 1$.

Tableau 3.4 comparaison des résultats de N_c^* de la présente étude avec les résultats de Merefieid, Sloan & Yu pour le cas $h/b=0,2$.

		Facteur de portance N_c^*				
H / B	Cu1/Cu2	Borne inférieure	Déplacement (EF)	Borne supérieure	Présente étude (force)	Présente étude (déplacement)
0.2	0.2	5.44	5.81	5.89	6.989	6.9062
	0.4	5.44	5.77	5.89	6.9874	6.9062
	0.6	5.42	5.75	5.89	6.9824	6.9062
	0.8	5.30	5.63	5.71	6.1864	6.0688
	1	4.86	5.11	5.32	5.3136	5.2052
	2	2.90	3.08	3.24	3.1984	3.1068
	2.5	2.46	2.61	2.77	2.7256	2.6436
	3	2.15	2.28	2.44	2.3954	2.3192
	4	1.75	1.81	2.00	1.9562	1.8896
	5	1.48	1.51	1.73	1.6644	1.6102

Pour $c_{u1}/c_{u2} < 1$ en remarque que les résultats de la présente étude sont légèrement supérieures de ceux de Merefieled, Sloan & Yu obtenues par la méthode d'élément finis et la méthode d'analyse limite. La différence maximale entre les résultats de la présente étude et ceux obtenues par la borne supérieure et de l'ordre 14,7%. En principe les résultats de cette étude doivent être inférieurs de ceux de la borne supérieure, mais nous avons trouvé le contraire et la raison de cette non-conformité n'est pas claire.

Les résultats présentés dans le tableau 3,4 sont illustrés sous forme de courbe sur la figure 3.17.

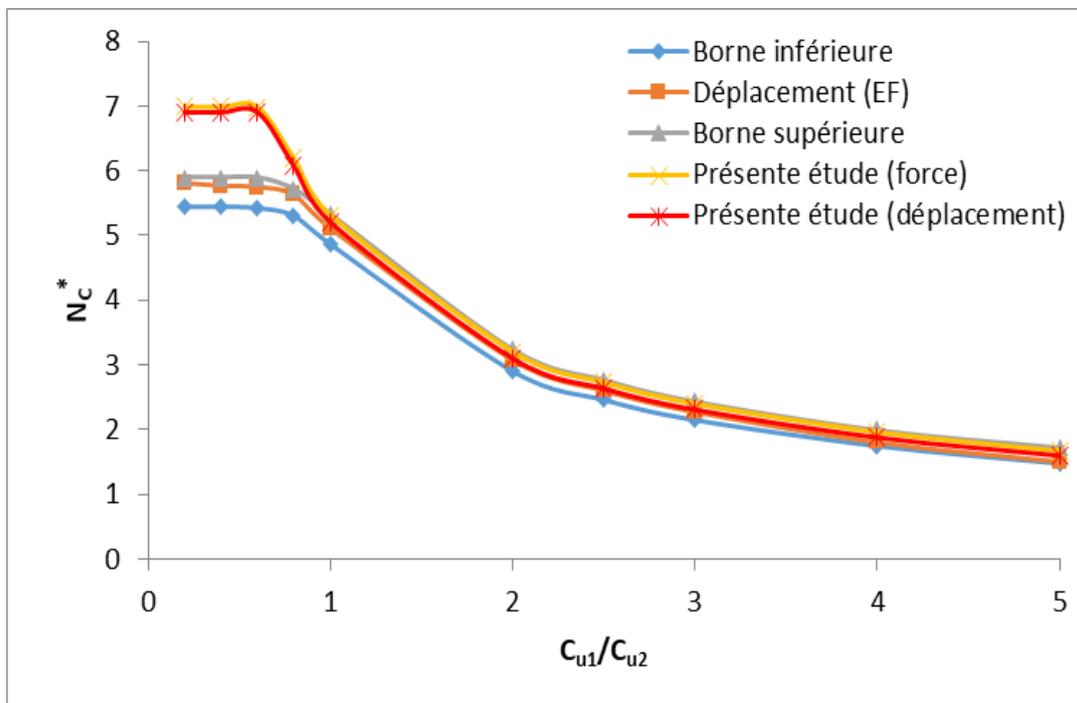


Figure 3.17 : Comparaison de la solution de plaxis avec la limite supérieure et la limite inférieure : $H/B=0.2$.

3.10.1 Cas de $H/B=0.5$

Les résultats du facteur de portance N_c^* pour le cas $H/B=0.5$ sont récapitulés dans le tableau 3.5. Ils sont aussi illustrés sur la figure 3.18.

On remarque que les résultats de la présente étude sont sensiblement supérieurs des résultats de la borne supérieure obtenues par Merefieled, Sloan & Yu, et la différence est de l'ordre 0,75%. Par ailleurs, pour $c_{u1}/c_{u2} > 1$ les résultats de la présente étude sont légèrement inférieurs de ceux obtenues par la borne supérieure et la différence maximale est de l'ordre 6,01%. Il est très intéressant de noter que les résultats de la présente étude sont dans

l'intervalle limité par les bornes et inférieures de l'analyse limite. Concernant les résultats du programme 6.0 on a remarqué que les résultats de la présente étude sont légèrement supérieure pour $c_{u1}/c_{u2} < 1$ par contre ils sont l'égerment inférieure pour $c_{u1}/c_{u2} > 1$.

Tableau 3.5 comparaison des résultats de N_c^* de la présente étude avec les résultats de Merefild, Sloan & Yu pour le cas $h/b=0,5$.

		Facteur de portance N_c^*				
H / B	Cu1/Cu2	Borne inférieure	Déplacement (EF)	Borne supérieure	Présente étude (force)	Présente étude (déplacement)
0.5	0.2	4.86	5.14	5.31	5.44	5.3504
	0.4	4.86	5.14	5.31	5.44	5.3504
	0.6	4.86	5.14	5.31	5.44	5.3506
	0.8	4.86	5.14	5.31	5.44	5.3516
	1	4.86	5.11	5.32	5.289	5.1758
	2	3.52	3.69	3.89	3.85	3.7178
	2.5	3.13	3.27	3.47	3.442	3.3098
	3	2.84	2.96	3.16	3.272	3.007
	4	2.44	2.50	2.74	2.6712	2.5854
	5	2.16	2.15	2.44	2.362	2.2932

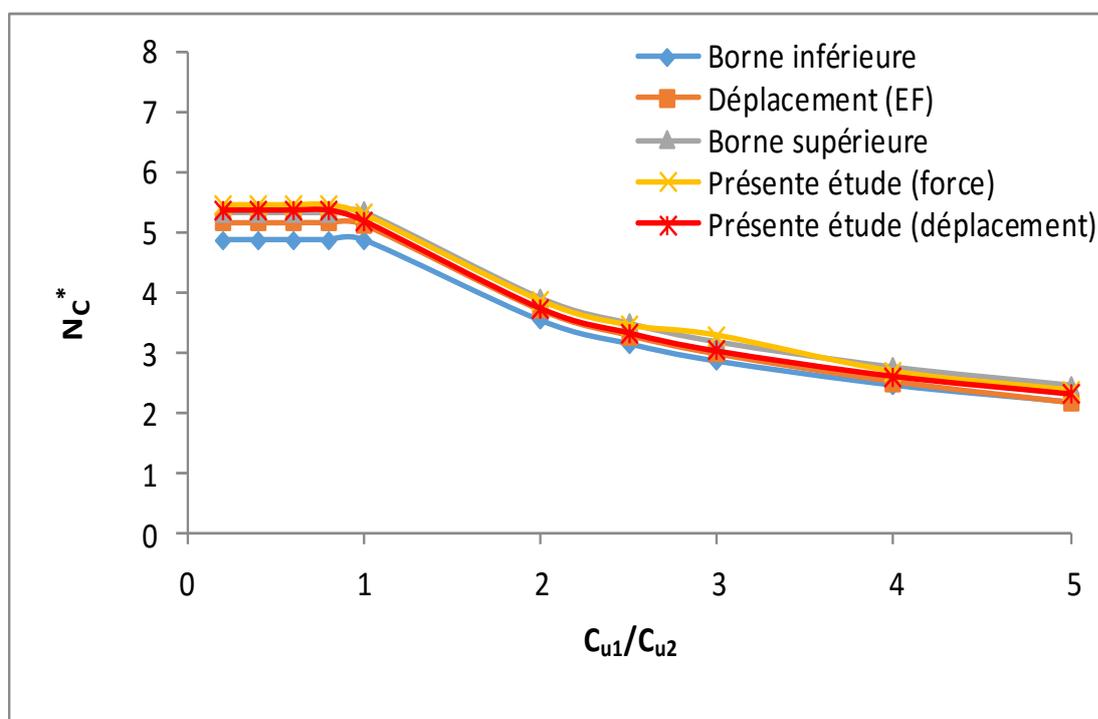


Figure 3.18 : Comparaison de la solution de plaxis avec la limite supérieure et la limite inférieure : $H/B=0.5$.

3.10.2 Cas de $H/B=1$

Le tableau 3.6 et la figure 3.19, présente est illustrée respectivement Les résultats du facteur de portance N_c^* pour le cas $H/B=1$.

Dans ce cas la comparaison des résultats montre que les valeurs de N_c^* obtenues par la présente étude sont inférieures de ceux obtenues par la borne supérieure et la différence maximale enregistrée est de l'ordre de 6,85%. D'autre part la comparaison de ces résultats avec ceux obtenues par le programme 6.0 en élément finis montre que ces résultats sont supérieure pour $c_{u1}/c_{u2}<3$, et inférieure pour $c_{u1}/c_{u2}>3$.

Tableau 3.6 comparaison des résultats de N_c^* de la présente étude avec les résultats de Merefieid, Sloan & Yu pour le cas $h/b=1$.

		Facteur de portance N_c^*				
H / B	Cu1/Cu2	Borne inférieure	Déplacement (EF)	Borne supérieure	Présente étude (force)	Présente étude (déplacement)
1	0.2	4.94	5.11	5.32	5.288	5.1728
	0.4	4.94	5.11	5.30	5.288	5.1728
	0.6	4.94	5.11	5.30	5.284	5.173
	0.8	4.94	5.11	5.30	5.288	5.173
	1	4.94	5.11	5.30	5.288	5.173
	2	4.44	4.61	4.82	4.8618	4.6602
	2.5	4.14	4.33	4.50	4.5416	4.347
	3	3.89	4.12	4.24	4.2542	4.0862
	4	3.46	3.81	3.83	3.7242	3.68
	5	3.10	3.58	3.54	3.3682	3.2974

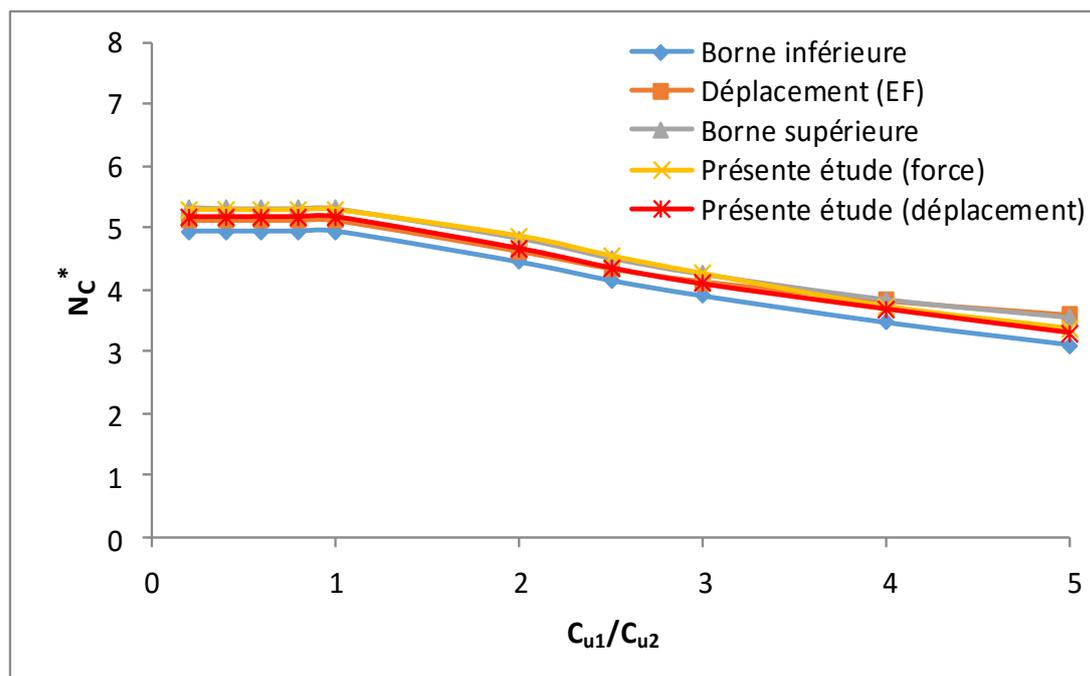


Figure.3.19 : Comparaison de la solution de plaxis avec la limite supérieure et la limite inférieure : $H/B=1$.

3.10.3 Cas de $H/B=1.5$

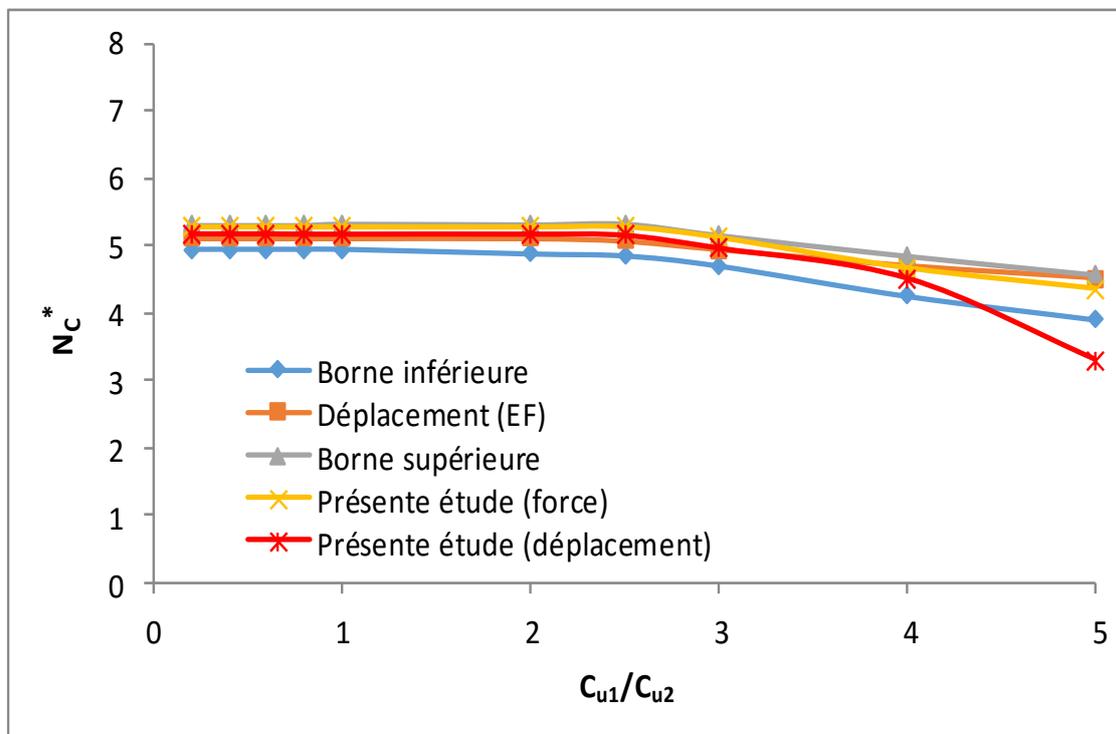
Le tableau 3.7 et la figure 3.20, présente et illustre respectivement les résultats du facteur de portance N_c^* pour le cas $H/B=1.5$.

Dans ce cas la comparaison des résultats montre que les valeurs de N_c^* obtenues par la présente étude sont inférieures de ceux obtenues par la borne supérieure et la différence maximale enregistrée est de l'ordre de 3,7%. Cependant, la comparaison des résultats présentée dans le tableau montre que pour $c_{u1}/c_{u2} > 4$ les valeurs de la présente étude sont inférieures de celles obtenues par la méthode d'éléments finis par contre pour $c_{u1}/c_{u2} < 4$ on remarque l'inverse. La figure illustre un excellent accord entre les résultats. Ces résultats offrent aussi une autre fiabilité aux résultats de cette étude.

Dans le cas où $c_{u1}/c_{u2} < 5$, nous avons remarqué que les valeurs du facteur de portance N_c^* de la présente étude sont supérieures de celles obtenues par la borne inférieure de l'analyse limite à l'exception de la dernière valeur qui correspond $c_{u1}/c_{u2}=5$ ou la différence est de l'ordre de 15,23%.

Tableau 3.7 : comparaison des résultats de N_c^* de la présente étude avec les résultats de Merfield, Sloan & Yu pour le cas $h/b=1.5$.

		Facteur de portance N_c^*				
H / B	Cu1/Cu2	Borne inférieure	Déplacement (EF)	Borne supérieure	Présente étude (force)	Présente étude (déplacement)
1.5	0.2	4.94	5.11	5.30	5.2856	5.1716
	0.4	4.94	5.11	5.30	5.2856	5.1716
	0.6	4.94	5.11	5.30	5.2856	5.1716
	0.8	4.94	5.11	5.30	5.2856	5.1678
	1	4.94	5.11	5.32	5.2856	5.1678
	2	4.87	5.11	5.31	5.2854	5.1682
	2.5	4.84	5.07	5.32	5.2858	5.1496
	3	4.69	4.94	5.15	5.1262	4.9594
	4	4.24	4.69	4.84	4.6644	4.5106
	5	3.89	4.50	4.56	4.3512	3.2974

Figure 3.20 : Comparaison de la solution de plaxis avec la limite supérieure et la limite inférieure : $H/B=1.5$.

3.10.4 Zones plastifiées du sol de fondation

Les figures 3.21 et 3.22, montrent les zones plastifiées donnés par le logiciel PLAXIS, pour $H/B=0.5$ pour les deux rapports de la cohésion $Cu1/Cu2=0.2$ et $Cu1/Cu2=2$, ces figures montrent que :

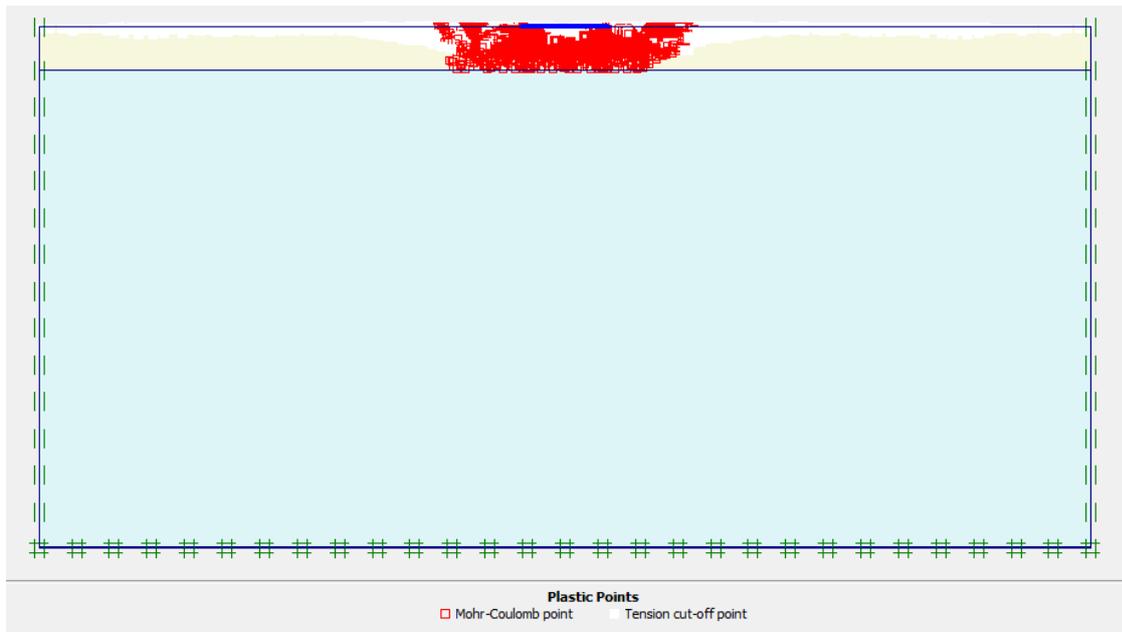


Figure3.21 : zone plastifiée pour le cas $H/B = 0.5$ et $Cu1/Cu2 = 0,2$.

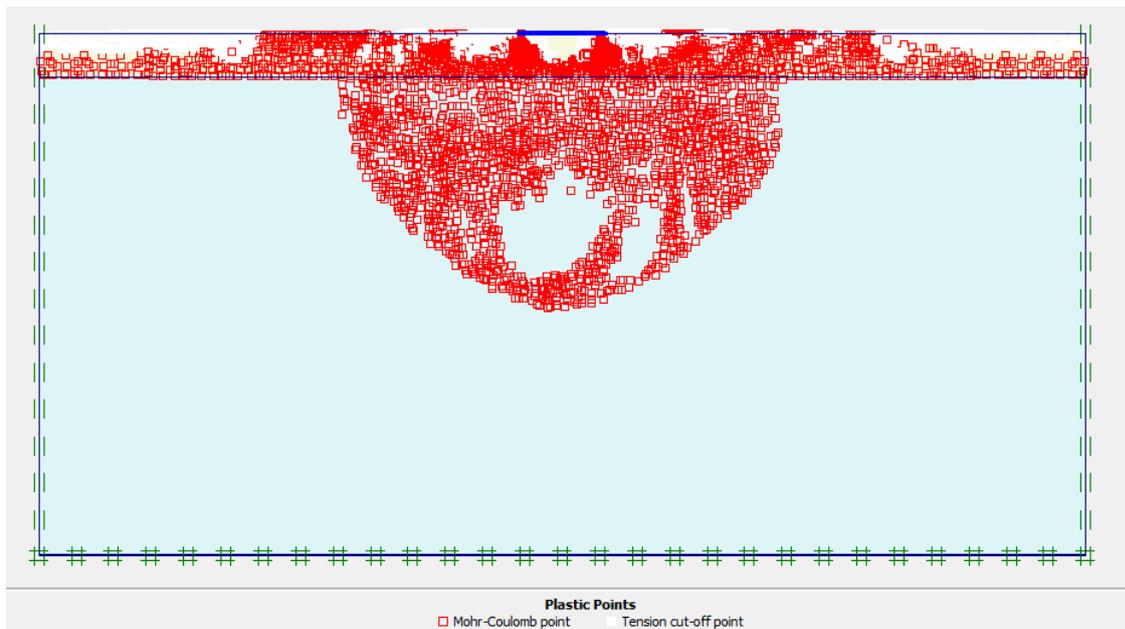


Figure3.22 : zone plastifiée pour le cas $H/B = 0.5$ et $Cu1/Cu2 = 2$.

-si un sol peu résistant est situé au-dessus d'un sol plus résistant. La plastification commence dans la couche supérieure juste sous les bords de la fondation, Et puis elle se développe dans la couche superficielle.

-si un sol résistant recouvre un sol de résistance plus faible. Le début de plastification commence dans la couche inférieure, Et puis elle se développe dans les deux couches supérieures et inférieures.

3.10.5 Mécanisme de rupture

Nous avons présenté comme exemple le cas de $H/B = 0.5$, d'après les figures 3.23 et 3.24, qui présentent les mécanismes de rupture, on remarque que la capacité portante peut dépendre de l'épaisseur de la couche superficielle ainsi que les caractéristiques de la deuxième couche. Le mécanisme de rupture peut s'étendre à la deuxième couche si la résistance de la couche inférieure est très faible par rapport à la couche supérieure.

La figure 3.24, montre que le mécanisme de rupture et plus profond il dépasse l'interface des deux couches. Cela est due à la faible résistance de la deuxième couche. Le coin élastique triangulaire formé sous la semelle s'étant jusqu'à la deuxième couche et ainsi le mécanisme de rupture intercepte la surface de contact.

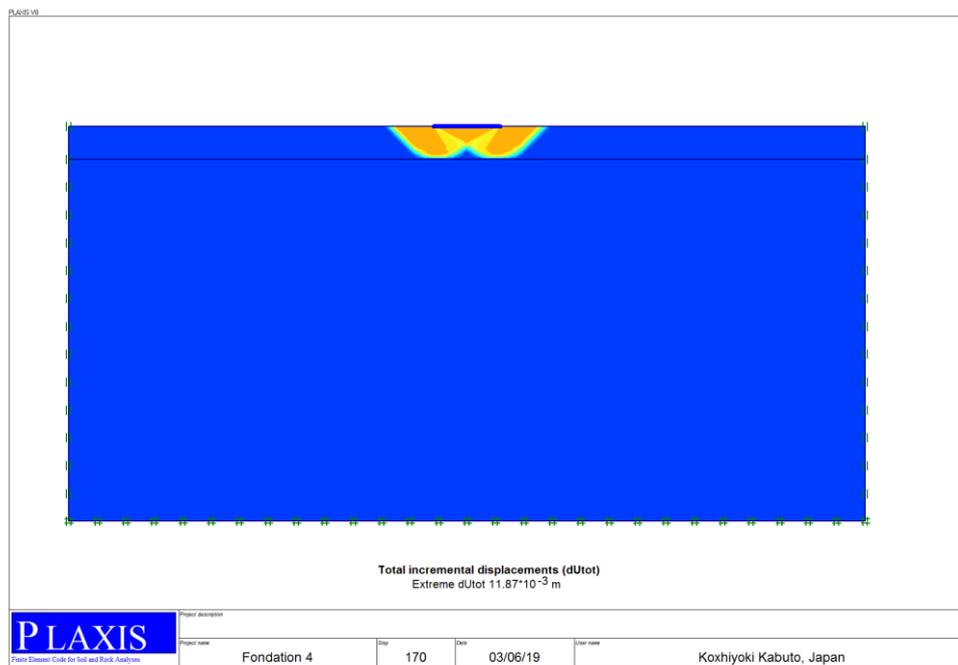


Figure3.23 : Mécanisme de rupture cas $h/b=0,5$ et $c_{u1}/c_{u2}=0,2$.

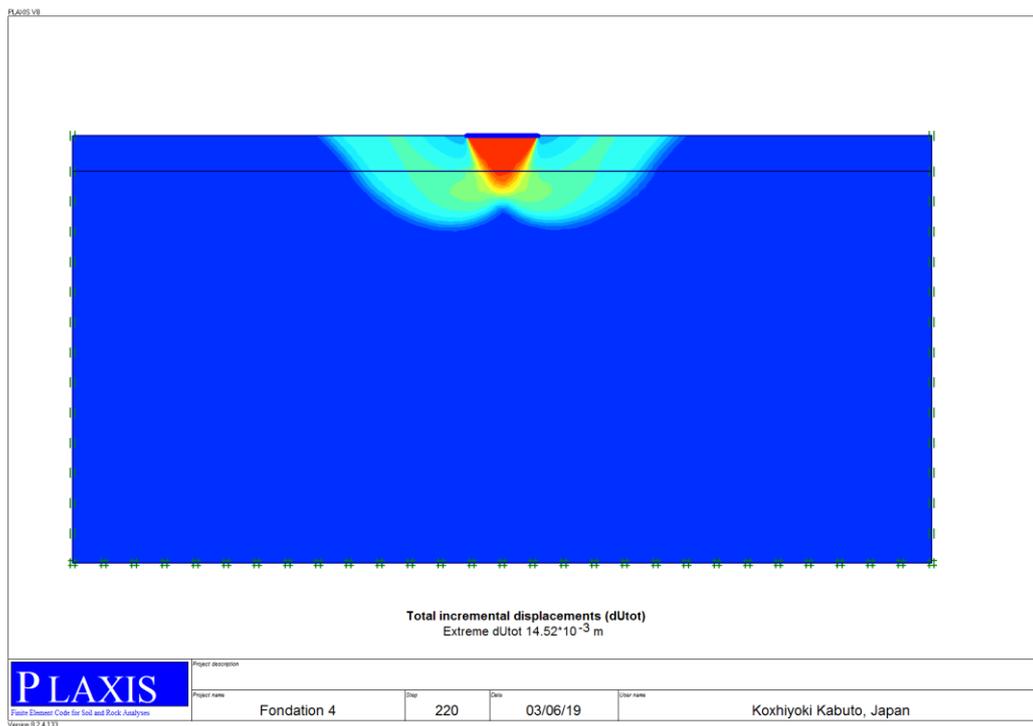


Figure3.24 : Mécanisme de rupture cas $h/b= 0,5$ et $cu1/cu2=2$.

3.11 Conclusion

Les calculs numériques du facteur de la capacité portante Nc^* non drainée des semelles circulaires reposant sur un sol stratifié composé de deux couches ont été effectués en utilisant le code PLAXIS. La largeur de la semelle a été maintenue constante, en variant le rapport des cohésions pour les deux de sols cohérent, le rapport de la hauteur de la couche supérieure à la largeur de la fondation et les conditions de l'interface sol - fondation. Les résultats obtenus ont été présentés en termes de facteur de la capacité portante modifié Nc^* sous forme de tableaux et de courbes pour faciliter leur utilisation en pratique :

- Les résultats de la simulation du coefficient de la capacité portante Nc^* pour un sol purement cohérent ($\varphi = 0$), obtenus par la présente étude, sont très proches de la solution théorique de Terzaghi. Cela confirme l'utilisation d'une procédure numérique permet un jugement réel et donne une fiabilité et une consistance aux résultats obtenus.

- Le calcul de N_c^* dépend de cohésion, cette dépendance est remarquable pour les sols frottant. Les caractéristiques élastiques du matériau n'affectent pas les valeurs limites de la capacité portante ainsi que les facteurs de portance.
- L'effet de la nature de l'interface sol-fondation sur N_c^* est négligeable dans le cas des sols cohérents.
- L'étude de la distribution de contrainte verticale au contact sol-fondation a une allure parabolique proche de la solution de Boussinesq, bornée par la résistance du sol, le diagramme des contraintes sous la fondation circulaire présente une calotte ellipsoïde concave pour une présentation tridimensionnelle.
- Lorsque la cohésion de la couche superficielle est très faible par rapport à celle de la couche profonde à la plastification du sol, ce produit dans la première couche. Dans le cas contraire pour une couche profonde compressible de faible résistance le mécanisme de rupture se prolonge profondément dans cette couche.
- Les résultats obtenus par la présente étude donnent des valeurs du coefficient de la capacité portante N_c appartiennent à l'intervalle limité par la solution théorique des bornes supérieure et inférieure :
- Dans le cas de $H/B=0.2$: pour $c_{u1}/c_{u2}<1$ La différence maximale entre les résultats de la présente étude et ceux obtenues par la borne supérieure et de l'ordre 14,7%.
- Dans le cas de $H/B=0.5$ et $c_{u1}/c_{u2}<1$ en remarque que les résultats de la présente étude sont sensiblement supérieure des résultats de la borne supérieure obtenues par merfeild et la différence est de l'ordre 0,75%. Par ailleurs, pour $c_{u1}/c_{u2}>1$ les résultats de la présente étude sont légèrement inférieure de ceux obtenues par la borne supérieure et la différence maximale est de l'ordre 6,01 %.
- Dans le cas de $H/B=1$: la différence maximale enregistrée est de l'ordre de 6,85%. Les résultats de la présente étude sont inférieurs de ceux obtenus par la borne supérieure.
- Dans le cas de $H/B=1.5$: la différence maximale enregistrée est de l'ordre de 3,7%. pour $c_{u1}/c_{u2}>4$ les valeurs de la présente étude sont inférieure de celles obtenues par la méthode d'élément finis par contre pour $c_{u1}/c_{u2}<4$ en remarqué l'inverse. Et dans le cas ou $c_{u1}/c_{u2}<5$ les valeurs du facteur de portance N_c de la présente étude sont supérieures de celles obtenues par la borne inférieure de l'analyse limite à l'exceptions de la dernière valeur qui correspond $c_{u1}/c_{u2}=5$ ou la différence et de l'ordre de 15,23%.

- si un sol peu résistant est situé au-dessus d'un sol plus résistant. La plastification commence dans la couche supérieure juste sous les bords de la fondation, Et puis elle se développe dans la couche superficielle.
- si un sol résistant recouvre un sol de résistance plus faible. Le début de plastification commence dans la couche inférieure, Et puis elle se développe dans les deux couches supérieures et inférieures.

CONCLUSION GENERALE

Le travail de recherche présenté dans ce mémoire concerne l'évaluation du facteur de capacité portante des fondations circulaires posée sur un sol cohérent composé de deux couches superposées de cohésion différente. Pour cela nous avons élaboré des procédures de simulation en utilisant le logiciel PLAXIS 2D V8.

Les résultats obtenus par la présente étude ont été comparés à ceux publiés par Merfield calculés par les formulations numériques du théorème de l'analyse limite des bornes supérieures et inférieures. Ces résultats ont été présentés en termes de facteur de portance de la capacité portante N_c sous forme de tableaux et courbes pour faciliter leur utilisation dans la résolution des problèmes pratiques.

Les expérimentations numériques ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Les résultats de la simulation du facteur de capacité portante N_c pour un sol purement cohérent ($\varphi = 0$), obtenus dans cette étude, sont très proches de la solution théorique de Terzaghi. Cela confirme le bon choix des procédures de simulation.
- L'influence du mode de chargement de la fondation rigide (force, déplacement) est très importante sur l'allure de la courbe charge-tassement par contre les valeurs de la capacité portante sont très proches, Les résultats obtenus par deux modes de chargement, sont en bonne concordance et cela donne une fiabilité à notre travail.
- Cette étude confirme la performance de logiciel PLAXIS et présente ces avantages dans la rapidité d'exécution des calculs.
- Une étude préliminaire effectuée pour tester l'influence de raffinement de maillage a montré la sensibilité de calcul de N_c par la nature de discrétisation. Les résultats montrent que pour les sols purement cohérents on obtient une bonne précision avec un raffinement local du maillage dans les zones suspectées à forts gradients des contraintes, au voisinage de la semelle. La différence entre les deux cas ne dépasse pas 7%.
- Les paramètres élastiques du sol de fondation (module de cisaillement et coefficient de Poisson) influent sur la pente de la courbe charge-tassement qui représente la déformation du massif de sol de fondation mais pas sur la charge limite.
- La visualisation des mécanismes de rupture obtenue pour le maillage raffiné montre qu'ils sont similaires au mécanisme donné par Terzaghi.

Les résultats de la capacité portante d'argiles à deux couches, obtenus par les calculs élasto-plastique pour une fondation circulaire permet de tirer les conclusions suivantes :

- la capacité portante de la fondation est dépend des rapports (Cu_1/Cu_2) et (H/B) de cohésion des deux couches et de dimensions de la fondation respectivement.
- Les résultats obtenus par la présente étude donnent des valeurs du coefficient de la capacité portante N_c appartiennent à l'intervalle limité par la solution théorique des bornes supérieure et inférieure :
- Dans le cas de $H/B=0.2$: pour $cu_1/cu_2 < 1$ La différence maximale entre les résultats de la présente étude et ceux obtenues par la borne supérieure et de l'ordre 14,7%.
- Dans le cas de $H/B=0.5$ et $cu_1/cu_2 < 1$ en remarque que les résultats de la présente étude sont sensiblement supérieure des résultats de la borne supérieure obtenues par merfeild et la différence est de l'ordre 0,75%. Par ailleurs, pour $cu_1/cu_2 > 1$ les résultats de la présente étude sont légèrement inférieure de ceux obtenues par la borne supérieure et la différence maximale est de l'ordre 6,01 %.
- Dans le cas de $H/B=1$: la différence maximale enregistrée est de l'ordre de 6,85%. Les résultats de la présente étude sont inférieurs de ceux obtenus par la borne supérieure.
- Dans le cas de $H/B=1.5$: la différence maximale enregistrée est de l'ordre de 3,7%. pour $cu_1/cu_2 > 4$ les valeurs de la présente étude sont inférieure de celles obtenues par la méthode d'élément finis par contre pour $cu_1/cu_2 < 4$ en remarqué l'inverse. Et dans le cas ou $cu_1/cu_2 < 5$ les valeurs du facteur de portance N_c de la présente étude sont supérieures de celles obtenues par la borne inférieure de l'analyse limite à l'exceptions de la dernière valeur qui correspond $cu_1/cu_2=5$ ou la différence et de l'ordre de 15,23%.

Les résultats de simulation visualisent bien la concentration des vecteurs de déplacement et du mécanisme de rupture dans la couche supérieure si le sol peu résistant est situé au-dessus d'un sol plus résistant. Si un sol résistant recouvre un sol de résistance plus faible le mécanisme de rupture apparaît dans les deux couches lorsque H est comparable à B .

En perspectives ce travail peut être étendu à l'analyse numérique de la capacité portante des fondations superficielles circulaires soumises à des charges inclinées et/ou excentrées.