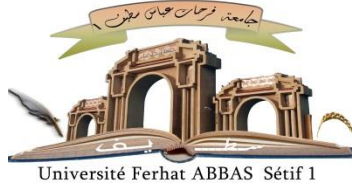


الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



UNIVERSITÉ FERHAT ABBAS - SETIF1

FACULTÉ DE TECHNOLOGIE

THÈSE

Présentée au Département de Génie Civil

Pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT

Domaine : Sciences et Technologie

Filière : Génie Civil

**Option : Modélisation numérique
en Géotechnique**

Par

BENDAAS AZEDDINE

THÈME

**Modélisation numérique des fondations superficielles situées
au bord d'une pente de talus renforcé**

Soutenue le 13/01/2024 devant le Jury :

HADJI Rihab	Pr	Univ. Ferhat Abbas Sétif 1	Président
MERDAS Abdelghani	Pr	Univ. Ferhat Abbas Sétif 1	Directeur de thèse
YAHIAOUI Djarir	Pr	Univ. De Batna 2	Examineur
BELKADI Ahmed Abderraouf	MCA	Univ. De Bordj Bou Arreridj	Examineur
HEBBACHE Kamel	MCA	Univ. Ferhat Abbas Sétif 1	Examineur

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier mes parents et les autres membres de ma famille pour leur patience, leur soutien et leurs encouragements à ma réussite.

Je voudrais exprimer ma gratitude à M. Merdas Abdelghani, professeur à l'Université Ferhat Abbas, pour m'avoir accueilli au sein de l'unité de recherche en matériaux émergents. Je tiens également à le remercier pour son encadrement durant ma thèse ainsi que pour la confiance qu'il m'a accordée. Je suis reconnaissant pour les précieux conseils qu'il m'a prodigués et les orientations qu'il m'a données pour avancer dans mon travail.

Je présente aussi mes remerciements à M. HADJI Rihab, Professeur à l'Université Ferhat Abbas Sétif 1, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de thèse.

J'exprime également mes plus sincères remerciements à M. HEBBACHE Kamel, Maître de Conférences à l'Université Ferhat Abbas Sétif 1, à M. YAHIAOUI Djarir, Professeur à l'Université de Batna 2, et à M. BELKADI Ahmed Abderraouf, Maître de Conférences à l'Université de Bordj Bou Arreridj, qui ont eu l'amabilité d'examiner attentivement mon manuscrit et de m'apporter leurs commentaires et leurs corrections

J'aimerais profiter de l'occasion pour remercier les membres enseignants et le personnel du département de génie civil de l'université Ferhat Abbas Sétif 1.

RESUME

Les conduites enterrées jouent un rôle essentiel dans le développement et la maintenance des modernes infrastructures enterrées, qui sont utilisées pour protéger et recouvrir les différents types d'infrastructures, telles que les conduites d'eau et les conduites de gaz, ainsi que les conduites de protection pour les câbles électriques et les câbles à fibres optiques. La compréhension de l'interaction sol-conduite, permet aux ingénieurs et les experts de la construction d'assurer la stabilité du système sol-conduite, ainsi que de réduire le risque de la rupture et la réparation dans le futur. La majorité des études précédentes dans la littérature technique sont basées sur l'analyse du comportement des conduites en terrain horizontal. Dans ce cadre, l'objectif de cette thèse est d'évaluer le tassement et la capacité portante d'une fondation superficielle au-dessus d'une conduite enterrée dans une pente sableux, et de déterminer l'impact de la profondeur d'enfouissement de la conduite sur la capacité portante de la fondation, en considérant son mécanisme de rupture et l'impact du système de renforcement sur la réduction des contraintes liés à la conduite enterrée. Les résultats montrent que l'enfouissement des conduites dans un talus présenter des inconvénients sur le comportement de la fondation qui se trouve au-dessus, les inconvénients sont principalement liés à la possibilité d'intersection avec les lignes de cisaillement de la fondation chargée. Cette intersection entraîne une augmentation significative du tassement de la fondation et une réduction de sa capacité portante qui atteindrent 91%. Pour éviter cet inconvénient, il est essentiel que la conduite soit enterrée à une profondeur d'au moins trois fois la largeur de la semelle afin d'améliorer la capacité portante de la semelle de 48 % et de réduire son tassement.

Mots Clés : Fondation, Capacité portante, Pente, conduite en PVC, modélisation numérique.

ABSTRACT

Buried conduits play a vital role in the development and maintenance of modern underground infrastructure, that are used to protect various types of infrastructure, such as water pipes, and gas pipes, as well as protective conduits for electrical cable and fiber optic. The majority of previous literature studies have focused on analyzing soil-conduit interaction under level ground surface. For this purpose, laboratory experimentation and finite element modeling have been conducted in this thesis, which aims to investigate the load-settlement behaviour and the load-bearing capacity of a shallow footing placed over a conduit buried on a sandy slope. The study aimed to explain the depth of burial of the conduit affects the load-settlement of the footing, considering its failure mechanism and the impact of the reinforcement system in reducing stress on the buried conduit. According to the results, burying a conduit in a soil slope can have a negative effect on the load-settlement response and bearing capacity of the footing located above it. The negative effect is primarily related to the possibility of it intersecting with the shear failure planes of the loaded footing. This intersection may lead to a significant increase in footing settlement and a reduction in its bearing capacity by up to 91%. To avoid this disadvantage, it is crucial to bury the conduit at a depth of at least three times the footing width to improve the load-bearing capacity of the footing by up to 48% and reduce its settlement.

Key Words: footing, Bearing capacity, slope, PVC pipe, numerical modelling.

تلعب القنوات المدفونة دوراً حيوياً في تطوير وصيانة البنية التحتية الحديثة للأرض، والتي تُستخدم لحماية واحتواء أنواع مختلفة تحت الأرض، مثل الكابلات الكهربائية والألياف البصرية وأنابيب المياه وأنابيب الغاز وقنوات الصرف الصحي، من خلال الفهم الجيد لسلوك القناة والتربة، يمكن للمهندسين ضمان استقرار وطول عمر نظام قناة تربة، مما يقلل من مخاطر الفشل والإصلاحات أو الاستبدال المكلفة في المستقبل، ركزت غالبية الدراسات الأدبية السابقة على تحليل سلوك القناة والتربة تحت سطح الأرض المستوية. ومن خلال هذه الاطروحة تم التحقيق في استجابة تسوية الحمولة والقدرة على التحمل للأسس السطحية فوق قناة مدفونة في منحدر رملي، كما تم شرح تأثير عمق دفن القناة على قدرة تحمل الأساس، مع الأخذ في الاعتبار آلية فشلها وتأثير نظام التعزيز في تقليل الضغط على القناة المدفونة. وفقاً للنتائج، دفن القناة في منحدر رملي له تأثير سلبي على تسوية الأساس وقدرة التحمل للأساس فوق القناة، يرتبط بشكل أساسي بإمكانية تقاطعه القناة مع مستويات فشل القص للأساس المحمل، قد يؤدي هذا التقاطع إلى زيادة كبيرة في تسوية الأساس وتقليل قدرته على التحمل بنسبة تصل إلى 91% لتجنب هذا العيب، من الضروري دفن القناة على عمق لا يقل عن ثلاثة أضعاف عرض الأساس لتحسين قدرة التحمل بنسبة تصل إلى 48% وتقليل تسويتها.

كلمات مفتاحية: أساس، قدرة التحمل، منحدر ، أنابيب بلاستيكية، نمذجة رقمية .

Sommaire

REMERCIEMENTS	I
RESUME	II
ABSTRACT.....	III
ملخص	IV
LISTE DES FIGURES	IX
LISTE DES TABLEAUX	XIV
LISTES DES SYMBOLES.....	XVI
INTRODUCTION GENERALE	XVIII
<i>Chapitre 01</i>	<i>1</i>
COMPORTEMENT DES FONDATIONS	
SUPERFICIELLES	1
1.1. Introduction.....	1
1.2. Différents types de fondations	1
1.3. Choix du type de fondation	2
1.4. Les types des fondations superficielles	2
1.4.1. Les semelles isolées	3
1.4.2. Les radiers.....	3
1.5. Comportement d'une fondation superficielle.....	3
1.5.1. Rupture par cisaillement généralisé	4
1.5.2. Rupture par cisaillement localisé	5
1.5.3. Rupture par poinçonnement	5
1.6. Conclusion	7

<i>Chapitre 02</i>	8
METHODES DE CALCUL DE LA CAPACITE	
PORTANTE	
2.1. Introduction	8
2.2. Capacité portante des fondations superficielles	8
2.2.1. Théorie de Prandtl (1920)	11
2.2.2. Théorie de Terzaghi (1943).....	11
2.2.3. Théorie de Meyerhof.....	13
2.3. Discussion des théories de calcul de capacité portante	16
2.4. Conclusion	19
 <i>Chapitre 03</i>	 20
ANALYSE DE LA LITTERATURE	
3.1. Introduction	20
3.2. Paramètres influençant la capacité portante des fondations superficielles	20
3.2.1. Influence de la proximité d'une pente.....	20
3.2.2. Influence d'une cavité au-dessous d'une fondation superficielle	34
3.3. Remarques conclusives	50
3.3.1. Évaluation expérimentale de l'interaction sol-conduite dans un terrain en pente	50
3.3.2. Modélisation numérique de l'interaction sol-conduite dans un terrain en pente	51
 <i>Chapitre 04</i>	 52
OUTIL DE CALCUL ET LOI DE COMPORTEMENT	
4.1. Aperçu	52
4.2. Types d'éléments utilisés par PLAXIS :	53
4.2.1. Éléments.....	53
4.2.2. Élément d'interfaces	54

4.2.3. Modélisation du comportement d'un sol	55
4.3. Paramètres fondamentaux	55
4.3.1. Module de Young (E)	55
4.3.2. Coefficient de poisson (ν)	56
4.3.3. Cohésion (c)	57
4.3.4. Angle de frottement interne (φ)	57
4.3.5. Angle de dilatance (ψ)	58
4.3.6. Génération du maillage	58
4.4. Recommandations pour la génération d'un maillage	58
4.5. Les modèles utilisés dans PLAXIS	59
4.5.1. Modèle élastique linéaire	59
4.5.2. Modèle de Mohr-Coulomb	59
4.5.3. Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model)	60
4.5.4. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)	60
4.5.5. Modèle pour les sols mous (Soft Soil model)	60
4.5.6. Modèle défini par l'utilisateur	61
4.6. Conclusion	61
 <i>Chapitre 05</i>	 62
<p>ETUDE EXPERIMENTAL DE L'EFFET DE LA CAVITE SUR LE COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES REPOSANT SUR UN TALUS RENFORCEE</p>	
	62
5.1. Introduction	62
5.2. Matériels et matériaux utilise	62
5.2.1. Propriétés du sol	63
5.2.2. Le banc d'essai et modèle de fondation	64
5.2.3. Modèle de PVC	64
5.2.4. Système de renforcement	65
5.2.5. Méthode de chargement	66

5.2.6. Méthode de préparation du modèle.....	67
5.2.7. Résultats expérimentaux et discussion.....	68
5.3. Conclusions.....	71
<i>Chapitre 06</i>	<i>73</i>
ANALYSE NUMERIQUE DE L'EFFET DE LA CAVITE SUR LE	
COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES	
REPOSANT SUR UN TALUS RENFORCEE	73
6.1. Introduction.....	73
6.2. Procédure de la simulation numérique.....	73
6.3. Étude de convergence de maillage.....	76
6.4. Résultat numérique et comparaison	77
6.5. Le cas d'une conduite en parallèle avec la fondation au-dessus	80
6.5.1. Présentation du problème d'étude	80
6.6. Résultats.....	81
6.6.1. Effet de la distance de la crête et la profondeur d'enfouissement sur la capacité portante de la fondation	81
6.7. Conclusion	86
CONCLUSIONS GENERALES	87
LES LIMITATIONS DE L'ETUDE.....	88
PERSPECTIVES.....	88

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Types de fondations superficielles.	3
Figure 1.2: Chargement d'une fondation superficielle, Frank. (1999).	4
Figure 1.3: Mécanisme de cisaillement généralisé.	4
Figure 1.4 : Rupture par cisaillement localisé, Vesić. (1973).	5
Figure 1.5 : Mécanisme de rupture par poinçonnement.	6
Figure 1.6 : Nature de la rupture en fonction de la densité relative D_r et D_f/R	6
Figure 2.1: Théorie d'équilibre plastique de Prandtl. (1920).	9
Figure 2.2: Limites de la zone d'écoulement plastique après rupture du sol sous une semelle filante, d'après Terzaghi. (1943).	10
Figure 2.3: Mécanisme de rupture proposé par Prandtl. (1920) et Terzaghi. (1943).	11
Figure 2.4 : Principe de superposition de Terzaghi. (1943).	12
Figure 2.5 : mécanisme de rupture d'une fondation superficielle filante, d'après Terzaghi (1943) et Meyerhof (1951).	13
Figure 2.6 : Mécanisme de rupture pour le calcul de N_γ selon Lundgren et Mortensen. (1953).	14
Figure 2.7: Surface de rupture d'après Meyerhof. (1957).	17
Figure 2.8 : Variation des facteurs de portance en fonction de l'angle β , dans le cas d'une semelle rugueuse posée sur la pente d'après Meyerhof. (1957) : (a) facteur de portance $N_\gamma q$, (b) facteur de portance $N_c q$	17
Figure 2.9 : Variation des facteurs de portance en fonction de l'angle β , semelle rugueuse située à proximité d'une pente d'après Meyerhof. (1957) : (a) facteur de portance $N_\gamma q$, (b) facteur de portance $N_c q$	18
Figure 3.1: Diagramme de calcul des coefficients de portance d'après Giroud et al. (1971).	21
Figure 3.2: la géométrie du talus. Giroud et al. (1971).	21
Figure 3.3 : Variation du facteur de portance ($N_{\gamma\beta}$) en fonction de la distance relative (d/B), D'après Giroud et al. (1971).	22

Figure 3.4 : coefficient réducteur de portance (i_β) en fonction de la distance relative de la fondation par rapport à la crête de talus (λ), Giroud et al. (1971).	22
Figure 3.5 : Le dispositif expérimental utilisé par Giroud et Tran-Vo-Nhiem. (1971).	23
Figure 3.6 : Comparaison des résultats de ($N\gamma\beta$) obtenues pour diverses formes de remblais, d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem. (1971).	23
Figure 3.7 : l'évolution du coefficient de portance en fonction de la distance relative de la fondation par rapport à la crête de talus, d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem. (1971).	23
Figure 3.8 : Mode de rupture obtenus, d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem. (1971).	24
Figure 3.9 : Coefficient de réducteur de portance i_β en fonction d'angle de la pente β° , d'après Lebègue (1973).	24
Figure 3.10 : Coefficient de réducteur de portance i_β en fonction de la distance relative de fondation, d'après Zadroga et al. (1974).	25
Figure 3.11 : Description du problème, d'après Azzouz et al. (1983).	25
Figure 3.12 : Variation de (q_{cr}) avec la distance normalisée (A/H) d'une fondation filante pour $B/H=0,25$, d'après Azzouz et al. (1983).	26
Figure 3.13 : Variation de (q_{cr}) avec la distance normalisée (A/H) d'une fondation filante pour $B/H=0,5$; d'après Azzouz et al. (1983).	26
Figure 3.14 : Variation de (q_{cr}) avec la distance normalisée (A/H) d'une fondation filante pour $B/H=1$, d'après Azzouz et al. (1983).	26
Figure 3.15 : facteur de portance (N_c) en fonction de la distance normalisée d'une fondation carrée pour $B/H=0,25$; d'après Azzouz et al. (1983).	27
Figure 3.16 : mécanisme de rupture et hypothèse adoptés par Salençon et al. (1983).	28
Figure 3.17 : Evolution du facteur de portance ($N\gamma$) en fonction (λ), d'après Salençon et al (1983).	28
Figure 3.18 : Evolution du coefficient de réduction de portance (i_β) en fonction (λ), d'après Salençon et al. (1983).	28
Figure 3.19 : Zone de rupture pour ($\lambda=0$), d'après Graham et al. (1988).	29
Figure 3.20 : La zone de rupture asymétrique du coin (LNR), d'après Graham et Hovan. (1988). ..	29

Figure 3.21: Facteur de la capacité portante ($N_{\gamma q}$) en fonction de l'inclinaison de talus β° pour $D/B = \lambda = 0$, d'après Graham et Hovan. (1988).....	29
Figure 3.22 : la zone de rupture dans le cas ($D/B > 0$) et ($\lambda > 0$), d'après Graham et Hovan. (1988)...	30
Figure 3.23 : Valeurs de ($N_{\gamma q}$) : (a) $D/B=0$; (b) $D/B=0,5$; (c) $D/B=1$ et ($\lambda=0$ et $0,5$), d'après Graham et Hovan. (1988).....	30
Figure 3.24 : Valeurs de ($N_{\gamma q}$) ; (a) $D/B=0$; (b) $D/B=0,5$; (c) $D/B=1$ et ($\lambda=1$ et 2), d'après Graham et Hovan. (1988).....	30
Figure 3.25 : les zones de rupture observée par Bakir. (1993).	31
Figure 3.26 : Définition du problème, d'après Michalowski (2010).	31
Figure 3.27 : Variation de la charge limite ($F/\tan\phi$) en fonction de rapport ($c/\gamma H \tan\phi$) pour $\beta=30^\circ$, d'après Michalowski (2010).....	32
Figure 3.28 : Variation de la charge limite ($F/\tan\phi$) en fonction de ($c/\gamma H \tan\phi$) pour $\beta=45^\circ$, d'après Michalowski (2010).	32
Figure 3.29 : Variation du rapport ($\gamma H/c$) en fonction (B/H) pour $\beta=45^\circ$ et $\phi=15^\circ$, d'après Michalowski (2010).	33
Figure 3.30 : Variation du rapport (b/B) en fonction (B/H) pour ($\beta=45^\circ$) et ($\phi=15^\circ$ et 30°). Michalowski et al. (2010).....	33
Figure 3.31 : Fondation filante au-dessus d'une cavité cas étudiés par Baus et Wang. (1983).	35
Figure 3.32 : Les paramètres étudiés et le dispositif expérimental, Bildik et Laman. (2019).	37
Figure 3.33 : Dispositions de chargement et spécification du vide par rapport à la semelle, Kiyosumi et al. (2011).	38
Figure 3.34 : Comparaison de l'effet du vide entre le calcul expérimental et le calcul de la limite supérieure : (a) vide central, (b) vide décentré, Kiyosumi et al. (2011).....	38
Figure 3.35 : Modèles utilisés et les différents cas étudiés.....	39
Figure 3.36 : Courbe chargement-tassement, Saadi et al. (2020).	39
Figure 3.37 : Variation du facteur d'efficacité ξ_γ en fonction de x/B , Saadi et al. (2020).....	40
Figure 3.38 : présente la variation du coefficient réducteur de portance R en fonction de l'excentricité et de la profondeur de la cavité selon Kiyosumi et al. (2007).....	40
Figure 3.39 : Définition du problème (modifiée à partir de Kiyosumi et al).	41

Figure 3.40 : (a) Facteur de capacité portante des semelles filante au-dessus des vides doubles (b) Comparaisons du facteur d'espacement critique et de la capacité portante non drainée pour les vides doubles avec des configurations parallèles et symétriques, Lee et al. (2014).....	42
Figure 3.41 : la géométrie du model utilise par Al-Jazaairry et Sabbagh. (2017).	43
Figure 3.42 : Variation de la charge par rapport le tassement pour différentes tailles de cavités.....	43
Figure 3.43 : montre le problème précédant et définit les principaux paramètres géométriques de vide, Xiao et al. (2018).....	44
Figure 3.44 : Effet de la hauteur du vide sur le facteur de capacité portante non drainé N_s , Xiao et al. (2018).	44
Figure 3.45 : Effet de la largeur du vide sur le facteur de capacité portante non drainé N_s , Xiao et al. (2018).	45
Figure 3.46 : Model de la semelle rectangulaire sur un sol renforcé par des géogrids avec cavité, Kapoor et al. (2019).	45
Figure 3.47 : Courbe de la capacité portante du fondation (B.C.R) pour $N = 1- 2-3-4$, $D/B = 0,1, 0,25, 0,5$, $Y/B = 2$, Kapoor et al. (2019).....	46
Figure 3.48 : Modèle et dispositif de table vibrante, Jahromi et al. (2018).	47
Figure 3.49 : Schéma du caniveau circulaire enterré sous un terrain en pente d'après wadi et al. (2015).	48
Figure 4.1 : position des nœuds et points de contraintes dans les éléments de sol.	54
Figure 4.2 : définition de E_0 et E_{50}	56
Figure 4.3 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.	57
Figure 5.1 : la Courbe d'analyse granulométrique du sable.....	63
Figure 5.2 : Tissus en fibres de verre (a) et en fibre de carbone (b) utilisés dans cette étude.	65
Figure 5.3 : configuration du système d'essais.	66
Figure 5.4 : Définition du problème.....	66
Figure 5.5 : (a) TFC installée dans la pente (b) Vue arrière, (c) Vue de dessus.	67
Figure 5.6 : La variation de la capacité portante ultime (q_u) avec la profondeur de cavité (h).	69

Figure 5.7 : Effet du nombre de nappes de renforcement N pour les fibres de verre sur la capacité portante (q) et le tassement (S).....	70
Figure 5.8 : Effet du nombre de nappes de renforcement N pour les fibres de carbones sur la capacité portante (q) et le tassement (S).....	70
Figure 5.9 : Variation de la capacité portante ultime avec le nombre des nappes de renforcement(N).	71
Figure 6.1 : la géométrie du modèle numérique.	75
Figure 6.2 : maillage du modèle d'éléments finis.....	76
Figure 6.3 : Etude convergence de maillage.	76
Figure 6.4 : Comparaison des courbes charge-tassement des études expérimentales et numériques.	77
Figure 6.5 : Comparaison des courbes charge-tassement en cas du sol non renforcé.	78
Figure 6.6 : Comparaison de la capacité portante ultime (q_u) entre les résultats expérimentaux et numérique.....	78
Figure 6.7 : Déformation de maillage du modèle d'éléments finis.	79
Figure 6.8 : Vecteur de déplacement.....	79
Figure 6.9 : concentration du contrainte principale.	79
Figure 6.10 : Représentation du problème étudié	80
Figure 6.11 : Maillage du modèle et conditions aux limites	81
Figure 6.12 : Variation du tassement de la fondation en fonction de la charge appliquée, la profondeur de la conduite et la distance de la crête, (a) $l = 0.5B$, (b) $l = B$, (c) $l = 1.5B$	82
Figure 6.13 : Comparaison de la capacité portante de la fondation, située sur la crête d'un talus avec une conduite à différent profondeur.....	83

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1 : Valeurs des facteurs de capacité portante de Caquot et Kérisel (1966).....	14
Tableau 2.2 : Principales références pour l'étude la capacité portante d'après Vesic. (1973).	15
Tableau 2.3 : Facteurs de capacité portante, Mabrouki. (2011).....	18
Tableau 5.1 : Caractéristiques d'identification du sable.....	64
Tableau 5.2 : Propriétés du PVC utilisé.	65
Tableau 5.3 : Synthèse des paramètres géo synthétiques.....	65
Tableau 5.4 : Liste des tests effectués dans cette étude.	68
Tableau 6.1 : Paramètres utilisés dans l'analyse numérique.	75

LISTES DES SYMBOLES

B	Largeur de la semelle (m)
β	Angle de la pente ($^{\circ}$)
C	Cohésion (KPa)
C_c	Coefficient de courbure (sans unité)
C_u	Coefficient d'uniformité (sans unité)
D	Diamètre de la conduite
D_r	Densité relative du sable (%)
D_{10}	Le diamètre effectif des particules qui correspond à 10% du passant (m)
D_{30}	diamètre effectif des particules qui correspond à 30% du passant (m)
D_{60}	Le diamètre effectif des particules qui correspond à 60% du passant (m)
K_s	Le module de réaction du sol (KN/m ³)
H	Hauteur de la pente (m)
ψ	Angle de dilatation ($^{\circ}$)
φ	Angle de frottement interne ($^{\circ}$)
ν	Coefficient de Poisson (sans unité)
a	la Profondeur de première nappe de renforcement et la base de la fondation (m)
N	Nombre des nappes de renforcement
E	Module de Young (KN/m ²)
h	La profondeur de la cavité (m)
b	Distance entre le bord de la fondation et la crête du talus (m)

EA	Rigidité axiale (KN/m)
EI	Rigidité en flexion (KN/m ² /m)
u	Espacement vertical entre les nappes de renforcement (m)
q_u	La capacité portante ultime de la fondation (KN/m ²)
R_{inter}	facteur de réduction de résistance dans l'interface (sans unité)
$\gamma_{d max}$	Poids unitaire sec maximal (KN/m ³)
$\gamma_{d min}$	Poids unitaire sec minimum (KN/m ³)
γ_d	Poids unitaire sec (KN/m ³)
σ_h'	la contrainte horizontale (KN/m ²)
σ_v'	la contrainte verticale (KN/m ²)
E_{ur}	module de déchargement-rechargement
E_0	module tangent
E_{50}	Module sécant dans un essai triaxial
K_0	Coefficient des terres au repos
N_c	Terme de cohésion
N_q	Terme de profondeur
N_γ	Terme de surface
K_s	Coefficient de cisaillement perforé
γ	Poids volumique du sol (KN/m ³)
τ	Contrainte de cisaillement (tangentielle) (KN/m ²)
ε	Déformation (mm)
σ	Contrainte (KN/m ²)
K_p	Coefficient de la pression passive du sol de Rankin

INTRODUCTION GENERALE

Les problèmes les plus courants en géotechnique impliquent l'interaction entre le sol et les conduites. Le terme "interaction" est généralement utilisé pour décrire des situations où il est difficile d'évaluer avec précision le comportement du sol sans prendre en compte le comportement de la structure et de l'interface. Le domaine de l'interaction sol-conduite est vaste couvre nombreux sujets de recherche. L'étude de cette interaction est d'un grand intérêt, non seulement du point de vue académique, mais également pour les ingénieurs dans leur pratique quotidienne.

Depuis le début des années 1900, nombreuses études ont examiné le problème de l'interaction sol-conduite, en se concentrant sur la distribution des contraintes autour des conduites enterrées, leur comportement sous pression, ainsi que leurs effets sur la capacité portante des fondations situées au-dessus de la conduite. Cependant, ces études se limitées à l'interaction sol-conduite dans les terrains horizontales. Le problème de l'interaction sol-conduite dans les pentes du sol a été rarement étudié, ce qui offre de nouvelles perspectives pour le développement de la recherche dans ce domaine. Dans ce cadre, des essais expérimentaux au niveau de laboratoire ainsi qu'une modélisation par éléments finis ont été réalisés dans le but d'analyser l'interaction sol-conduite dans un talus de sol chargé, renforcé par les fibres de carbone et de verre.

Cette thèse est composée de six chapitres répartis en deux parties, La première partie présente une synthèse bibliographique consacrée à l'étude des problèmes de la capacité portante des fondations superficielles, de l'interaction sol-conduite, des lois de comportement des sols et de l'outil numérique choisi pour étudier les problèmes posés. Elle contenant quatre chapitres. Le premier est consacré à présenter un état de l'art sur les travaux effectués auparavant dans le domaine du calcul de la capacité portante des fondations superficielles tout en présentant les différentes méthodes développées pour ce calcul. On s'intéresse, en particulier, aux travaux directement liés au comportement mécanique d'une semelle isolée sous chargement vertical et centré.

Le deuxième chapitre montre les différentes méthodes développées pour le calcul de la capacité portante des fondations superficielles, le troisième chapitre traite les différents travaux de recherche effectués pour étudier plusieurs paramètres à savoir : l'effet de la capacité portante des fondations superficielles, l'effet de la forme des fondations, de la proximité d'une pente, de l'interférence des fondations et de la présence d'une cavité sous la fondation. Les lois de

comportement, le principe des calculs élasto-plastiques, l'outil numérique utilisé pour la modélisation, tel que le code PLAXIS 3d en élément finies ont été discutés dans le quatrième chapitre.

La deuxième partie présente les développements effectués dans le cadre de cette thèse pour étudier les problèmes liés à la présence d'une cavité souterraine sur la capacité portante des fondations superficielles situées au bord d'une pente de talus renforcé. Deux aspects, expérimental et théorique, ont été traités dans cette partie composée deux chapitres. Ainsi, le cinquième chapitre présente la partie expérimentale avec une variation paramétrique axée sur les points suivants: a) l'évaluation de la capacité portante d'une semelle placée sur une conduite enterrée dans un talus de sol, b) l'analyse de l'impact de la profondeur d'enfouissement de la conduite sur la capacité portante de la semelle et (c) l'examen de l'effet de type et du nombre des nappes de renforcements dans la réduction de la contrainte sur la conduite enterrée dans un talus de sol chargé. Dans la section expérimentale, un modèle de laboratoire a été développé pour évaluer le tassement et la capacité portante d'une semelle superficielle située au-dessus d'une conduite enterrée dans une pente de sol. L'objectif de cette partie est l'étude de l'effet de quelques paramètres sur le comportement globale de la structure notamment l'impact de la profondeur d'enfouissement de la conduite sur la capacité portante de la semelle, en considérant son mécanisme de rupture et l'impact du système de renforcement sur la réduction des contraintes liées à la conduite enterrée.

Finalement le sixième chapitre récapitule la partie numérique de l'étude, en utilisant PLAXIS 3D, qui est un logiciel commercial de modélisation par éléments finis, pour évaluer la réaction structurale d'une conduite enterrée dans un talus de sol sous l'effet d'une pression de surface appliquée. Les résultats obtenus à partir de cette section numérique ont été validés à partir des résultats expérimentaux.

Chapitre 01

COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

1.1. Introduction

Les fondations, qui représente la partie inférieure d'une structure, assure la transmission de son poids vers le sol ou la roche sous-jacente, On distingue généralement deux catégories principales de fondations : les fondations superficielles et les fondations profondes. Les semelles isolées par définition des fondations qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastrée. Les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes, et sont généralement appelées fondations superficielles. Qui sont des fondations faiblement encastrées, les charges qu'elle transmet ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes par ailleurs, les fondations profondes, telles que les pieux et les barrettes, assurent la transmission des charges à la fois dans les couches profondes et les couches superficielles qu'elles traversent. Les fondations superficielles sont généralement considérées comme des structures simples et faciles à réaliser. Cependant, au cours des dernières décennies, de nombreuses recherches ont été menées pour établir, valider et améliorer les méthodes de calcul qui leur sont associées. En effet, Ces méthodes doivent tenir compte de divers paramètres et s'appuyer sur des résultats de calculs pour garantir leur fiabilité.

Ce chapitre rassemble les concepts fondamentaux concernant les fondations superficielles, ainsi que les principaux types de fondations superficielles, les modes de rupture sous chargement, et présente en détail les différentes expressions de la capacité portante basées sur les théories de l'équilibre plastique proposées par Prandtl. (1920), Terzaghi. (1943) et Meyerhof. (1951), et donne une synthèse des différentes expressions des facteurs de la capacité portante élaborées par divers chercheurs.

1.2. Différents types de fondations

Selon la capacité de sol ou de la roche à supporter des ouvrages tels que les bâtiments, usines, barrages et les ponts, on distingue deux types de fondations selon le mode de transmission des charges des constructions au sous-sol :

Les fondations superficielles sont des fondations en contact direct avec le sol ou enterrées à faible profondeur. Elles transmettent les charges aux couches superficielles du sol.

Les fondations profondes transmettent les charges dans les couches profondes ainsi que dans les couches superficielles qu'elles traversent. 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.

Entre ces deux extrêmes, il existe un autre type de fondation appelé fondation semi-profonde. Les fondations semi-profondes offrent une solution pratique lorsque les fondations superficielles ne sont pas suffisantes et que les fondations profondes ne sont pas nécessaires.

1.3. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation le plus approprié est influencé par plusieurs facteurs essentiels, tels que :

- La nature de la structure, c'est-à-dire sa taille, sa forme et sa masse, est l'un des principaux facteurs qui déterminent le choix de la fondation appropriée.
- Les charges appliquées par la structure, comme le poids des matériaux et des équipements, sont également un facteur essentiel.
- Les caractéristiques du sol sous la fondation, telles que sa capacité portante, sa perméabilité, sa compressibilité et sa stabilité, doivent également être prises en compte pour garantir une fondation stable et solide.
- Les coûts des fondations souhaitées sont également un facteur important, car différents types de fondations peuvent varier considérablement en termes de coût de conception, d'installation et d'entretien.

D'autres facteurs tels que les réglementations locales, les conditions environnementales, les risques sismiques et les exigences de durabilité peuvent également influencer la décision finale sur le choix de la fondation appropriée

1.4. Les types des fondations superficielles

Les éléments géométriques qui définissent une fondation superficielle sont les suivants :

B : la largeur de la fondation. L : la longueur de la fondation.

D : l'encastrement de la fondation, qui correspond à la profondeur de la base de la fondation.

1.4.1. Les semelles isolées

Les fondations superficielles les plus courantes sont des semelles de forme quelconque qui correspondent normalement à la structure de l'ouvrage à construire, on aura le plus souvent une semelle filante, c'est-à-dire dont la longueur est nettement supérieure à la largeur, tandis que sous un point d'appui isolé on envisage plutôt une semelle Carrée ou rectangulaire, Une fondation est considérée comme superficielle lorsque D est inférieur à 1,5 fois la largeur B . En ce qui concerne les dimensions des semelles, caractérisées par une largeur B (quelques mètres au maximum) et une grande longueur L (avec un rapport L/B supérieur à 10, pour donner une idée générale).

1.4.2. Les radiers

De dimensions B et L importantes, cette catégorie inclut les radiers généraux :

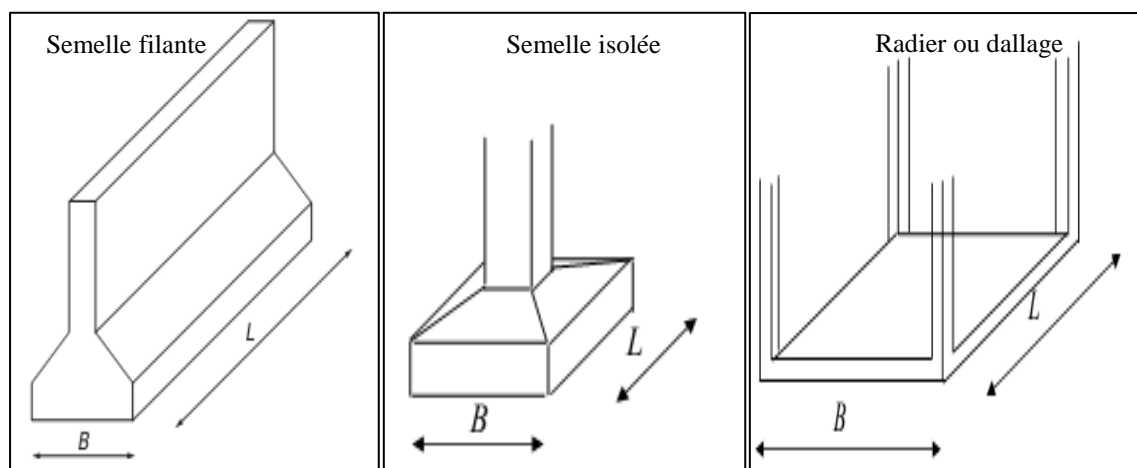


Figure 1.1: Types de fondations superficielles.

1.5. Comportement d'une fondation superficielle

Afin d'analyser le comportement d'une fondation superficielle, examinons le cas d'une fondation filante. Cette fondation a une largeur B et est placée à une profondeur D dans le sol. Elle est soumise à une charge verticale centrée.

La figure (1.2) montre l'évolution du tassement (s) en fonction de la charge appliquée (Q), au début du chargement, le tassement croît de manière proportionnelle à la charge appliquée. Ce comportement linéaire est dû aux déformations élastiques du sol. À partir d'une certaine charge de rupture (Q_d), le tassement de la fondation n'est plus proportionnel à la charge appliquée. Le sol se plastifie, créant des zones de déformation sous la fondation, Enfin, la charge (Q_u) représente la charge limite qui entraîne la rupture. Lorsque la charge appliquée sur la fondation atteint ou dépasse cette charge limite, le sol n'est plus capable de supporter une charge supérieure, Frank. (1999).

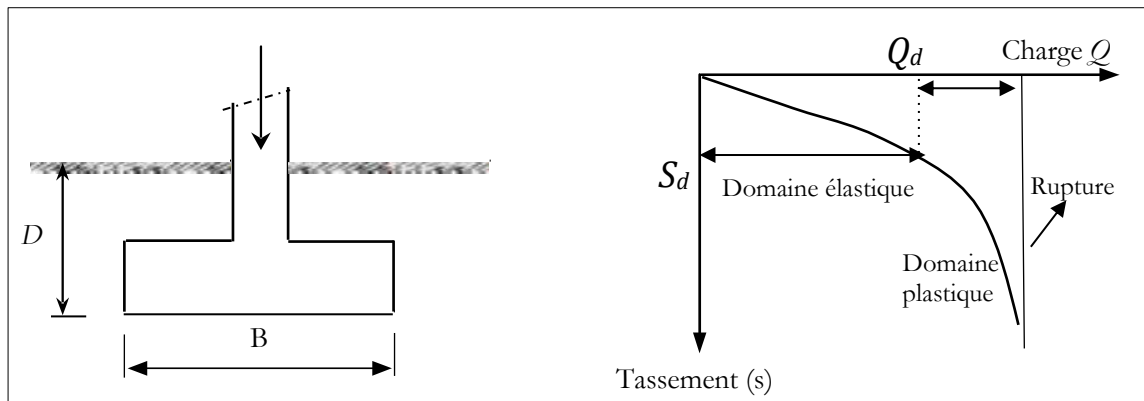


Figure 1.2: Chargement d'une fondation superficielle, Frank. (1999).

D'après Vesic. (1973) on peut identifier trois modes de rupture différents lors l'analyse du comportement d'une fondation superficielle (fondation filante). Ces modes de rupture sont représentés par des courbes de charge-déplacement. Le premier mode de rupture est caractérisé par une rupture de cisaillement généralisé, la deuxième correspond à une rupture par cisaillement localisé, et le troisième est une rupture par poinçonnement. Ces différents modes de rupture dépendent des caractéristiques géotechniques du sol, de la géométrie de la fondation et des conditions de chargement. Il est essentiel de comprendre ces modes de rupture pour concevoir une fondation appropriée et prévenir les ruptures potentielles.

1.5.1. Rupture par cisaillement généralisé

Caractérisé par la formation d'un coin sous la base de la fondation, Ce coin pousse latéralement le sol selon des lignes de glissement débouchant à la surface du sol. Lorsque la fondation s'enfonce dans le sol, le coin qui se forme exerce une pression sur le sol environnant et peut provoquer un soulèvement du sol. Ce type de rupture se produit lorsque les contraintes appliquées à la fondation dépassent la résistance au cisaillement du sol.

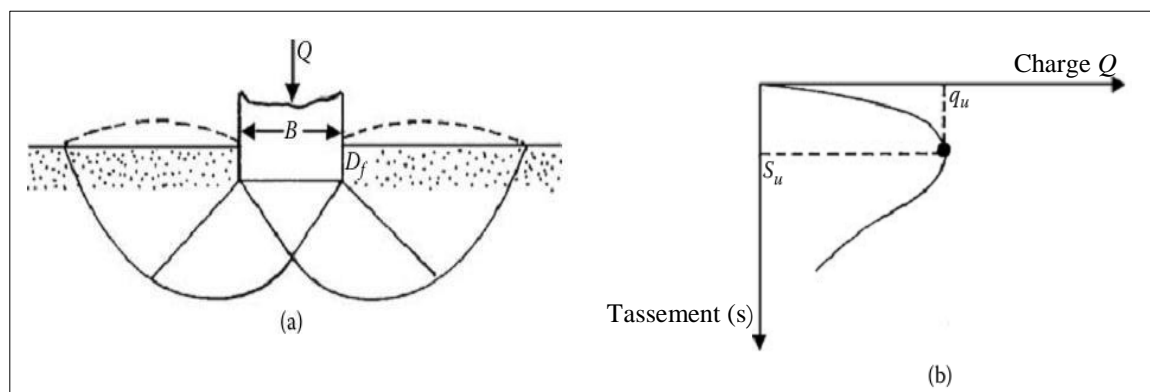


Figure 1.3: Mécanisme de cisaillement généralisé.

Lors l'application d'une charge sur la fondation, on observe un tassement qui augmente progressivement jusqu'à une valeur limite maximale, représentée par (q_u), Cette valeur limite correspond à la capacité portante ultime de la fondation, Une fois que le tassement atteint la valeur limite maximale (S_u), le sol subit une rupture brusque par cisaillement. Cela signifie que le sol ne peut plus résister à la charge appliquée. La surface de rupture dans le sol est représentée dans la figure (1.3a) et la courbe chargement-tassement est représentée dans la figure (1.3b).

1.5.2. Rupture par cisaillement localisé

Dans le cas d'une fondation posée sur un sable moyennement dense ou une argile moyennement consistante, un autre mode de rupture possible est la rupture par cisaillement localisé. On observe que la charge (q) augmente avec le tassement jusqu'à atteindre la première charge de rupture, représentée par la courbe continue dans la figure (1.4b). Cette première charge de rupture correspond à la valeur (q'_u). Ensuite, la courbe devient plus raide et plus irrégulière, lorsque la valeur de q atteint la capacité limite ultime (q_u), la courbe prend une forme linéaire sans aucun pic n'est observée. C'est ce qu'on appelle la rupture par cisaillement localisé.

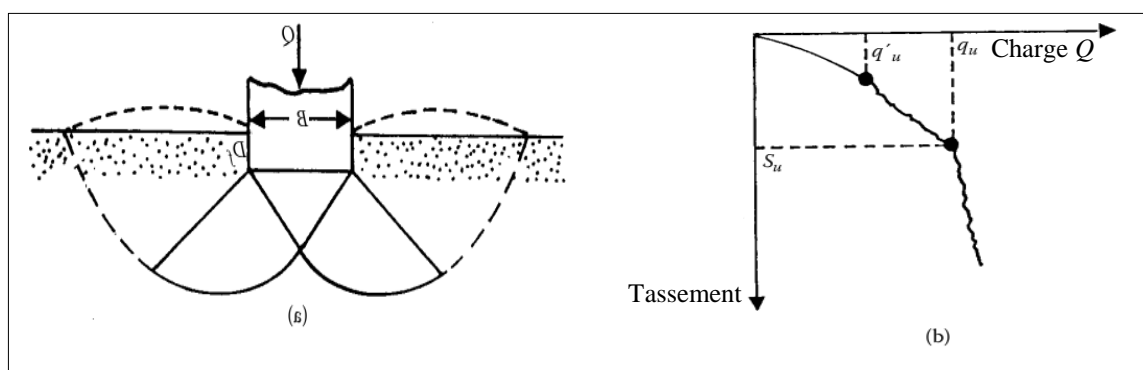


Figure 1.4 : Rupture par cisaillement localisé, Vesic. (1973).

1.5.3. Rupture par poinçonnement

Dans le cas d'une fondation posée sur un sable lâche ou une argile molle, un mode de rupture possible est la rupture par poinçonnement, ce mode de rupture est courant dans les sols mous, où la capacité portante du sol est limitée. Dans le cas la fondation pénètre verticalement dans le sol sans provoquer de rupture horizontale. La surface de rupture reste confinée à proximité immédiate de la fondation et ne s'étend pas à la surface du sol Figure (1.5a). La courbe de chargement-tassement pour la rupture par poinçonnement montre généralement une augmentation progressive du tassement avec la charge appliquée, sans présenter de pics brusques ou de changements de comportement marqués, représentée dans la figure (1.5b).

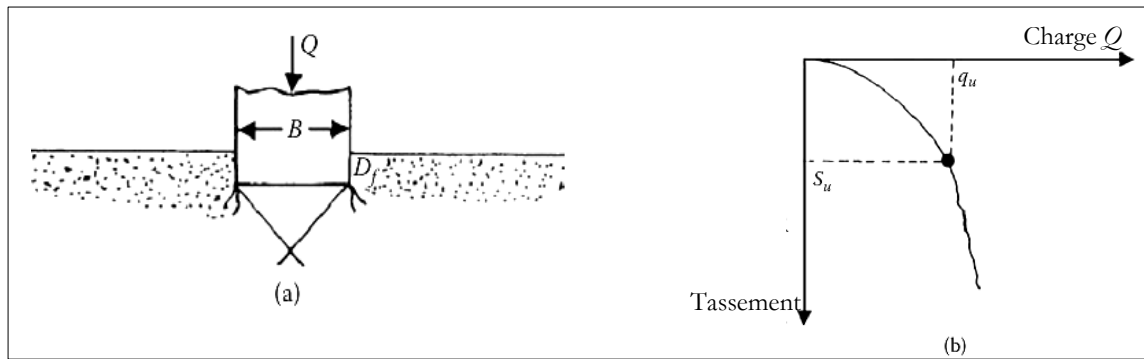


Figure 1.5 : Mécanisme de rupture par poinçonnement.

Dans l'étude des modes de rupture des sols sous une charge ultime, peuvent subir différents modes de rupture, et cela peut être influencé par plusieurs facteurs, tels que la résistance et la compressibilité du sol, la densité relative du sol, la profondeur d'ancrage de la fondation par rapport à la largeur de la fondation (D_f/R), et le rapport largeur/longueur (B/L) de la fondation.

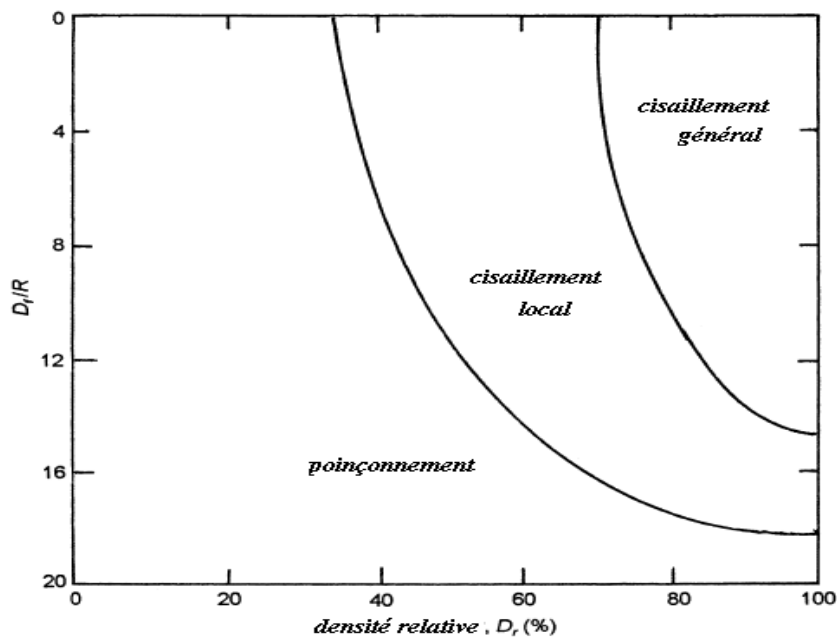


Figure 1.6 : Nature de la rupture en fonction de la densité relative D_r et D_f/R .

La figure (1.6) présente les observations de Vesic, qui a étudié ces facteurs. (D_r) représente la densité relative de sable. Plus la densité relative est élevée, plus le sol est dense et résistant. (R) défini comme le rapport entre la surface de la fondation (A) et le périmètre de la fondation (P).

La densité relative est définie par :

$$D_r (\%) = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (1.1)$$

1.6. Conclusion

La fondation est la partie essentielle de la structure qui assure la transmission des charges résultant des actions appliquées à la construction vers le sol. Les fondations superficielles sont des fondations en contact direct avec le sol ou encastrées à une profondeur relativement faible. Elles ne transmettent les charges qu'aux couches superficielles et peu profondes du sol. Les fondations superficielles sont utilisées pour les structures légères et de petite envergure, comme les maisons et les petits bâtiments, qui ne nécessitent pas une transmission de charges en profondeur.

Le mécanisme de rupture d'une fondation superficielle ainsi que la répartition des contraintes sous sa base sont étroitement liés à la nature et aux caractéristiques du sol sur lequel elle est établie. Plusieurs modes de rupture sont possibles pour les fondations superficielles, notamment la rupture par cisaillement, la rupture par renversement et la rupture par glissement.

La distribution des contraintes sous la base de la fondation dépend également sur les caractéristiques du sol, à savoir la densité, la cohésion, la perméabilité et la compressibilité. Des études géotechniques approfondies sont nécessaires pour évaluer les propriétés du sol et déterminer les dimensions et les spécifications appropriées de la fondation superficielle, afin de garantir une répartition uniforme des charges sur le sol et une résistance adéquate contre les modes de rupture possibles.

Chapitre 02

METHODES DE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE

2.1. Introduction

La capacité portante ultime est un paramètre important dans le dimensionnement des fondations, car elle permet de déterminer la charge maximale que le sol peut supporter sans subir tassement. Cependant, la simple application d'une pression inférieure à la pression de rupture ne garantit pas que le tassement de la fondation est acceptable. En effet, la déformation du sol sous une charge peut entraîner des tassements excessifs, ce qui peut endommager la structure. Il est donc important de réaliser une analyse de tassement pour évaluer les déformations potentielles du sol sous la charge de la fondation. Cette analyse prend en compte les caractéristiques du sol (la compressibilité) ainsi que les caractéristiques de la fondation (la surface en contact avec le sol et la rigidité). L'objectif de l'analyse de tassement est d'assurer que le tassement de la fondation reste dans les limites acceptables, de sorte que la structure ne subisse pas de dommages ou de déformations excessives.

2.2. Capacité portante des fondations superficielles

La théorie proposée par Terzaghi. (1943) concerne l'évaluation de la capacité portante ultime des fondations superficielles. Selon cette théorie, une fondation est considérée comme superficielle si la largeur de la fondation (B) est supérieure ou égale à la profondeur (D) entre la surface du sol et la base de la semelle ($D/B < 1$). Si cette condition est satisfaite, la résistance au cisaillement du sol au-dessus du niveau inférieur de la fondation peut être négligée.

Terzaghi propose de remplacer l'effet du sol au-dessus de ce niveau par une surcharge équivalente ($q = YD$), où (Y est un poids unitaire du sol). En adoptant ce principe, la complexité du problème est considérablement réduite, la base de la semelle se présente comme une bande chargée de largeur uniforme (B), située sur une masse semi-infinie limitée par une surface horizontale. Dans ce cas Les équations qui déterminent l'équilibre plastique sont difficiles à résoudre. En (1920) Prandtl a élaboré une solution complète supposant un sol non pesant ($Y = 0$). Cette solution produit un état d'équilibre plastique, D'après la figure (2.1), on peut observer la représentation de la théorie

d'équilibre plastique de Prandtl. (1920), qui suppose que les contraintes de cisaillement sur la surface chargée sont nulles.

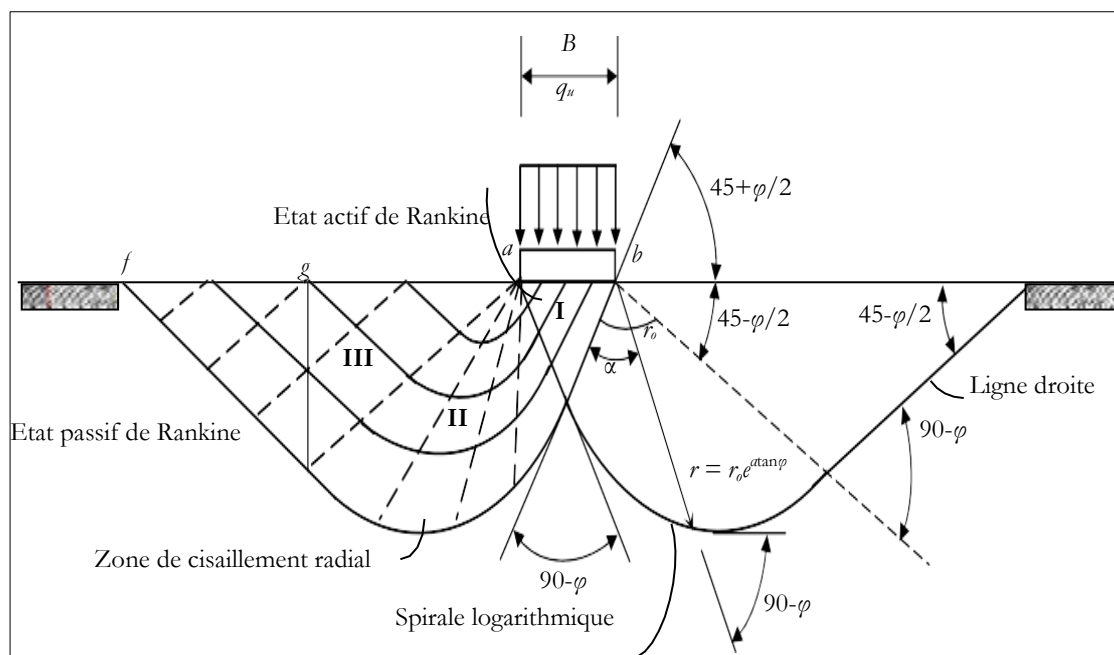


Figure 2.1: Théorie d'équilibre plastique de Prandtl. (1920).

Lorsque les valeurs de c et φ sont données, l'effet du poids du sol augmente la charge limite et modifie la forme des surfaces de glissement à la fois dans la zone active de Rankine et dans la zone de cisaillement radial. Les surfaces radiales de cisaillement mais incurvées constaté par Reissner. (1924), dans l'hypothèse ($\gamma \neq 0$) Terzaghi. (1943) utilise une méthode approximative pour résoudre le problème de calcul de la charge limite.

Dans le mécanisme de rupture adopté par Terzaghi. (1943), la figure (2.2 a) illustre le cas d'une semelle lisse et montre la surface ($ff'e.de$), qui représente la zone d'équilibre plastique. Cette surface peut être subdivisée en trois grandes zones distinctes : (I) une zone en forme de coin située sous la fondation chargée, où les contraintes principales sont verticales. Cette zone est caractérisée par des contraintes élevées et une distribution de contraintes convergentes.

(II) Les deux zones de cisaillement radial, notées (ade) et ($bde1$), les limites de ces zones de cisaillement croisent l'horizontale à des angles de $(45^\circ + \varphi/2)$ et $(45^\circ - \varphi/2)$, où (φ) représente l'angle de frottement interne du sol. Dans ces zones, des contraintes de cisaillement significatives se développent, provoquant des déformations et des ruptures potentielles.

(III) Deux zones dans l'état passif de Rankine, ces zones sont situées à l'extérieur des zones de cisaillement radial et sont caractérisées par des contraintes principales plus faibles et une distribution de contraintes plus uniforme. Les limites des zones (I) et (III) sont représentées par des

lignes discontinues sur le côté droit de la figure au moment de la rupture du sol et par des lignes en traits pleins représentent ces mêmes limites au cours de l'enfoncement du dispositif dans le sol.

Dans la zone I, le sol subit une expansion latérale et cela se traduit par une distorsion visible sur la coupe présentée sur la figure. Lorsque la charge est transmise au sol, comme illustré dans la Figure (2.2b), la tendance du sol dans la Zone (I) est contrée par l'adhérence et le frottement entre le sol et la base de la semelle. Cette résistance à l'expansion latérale permet de maintenir le sol situé immédiatement sous la base de la semelle dans un état d'équilibre élastique.

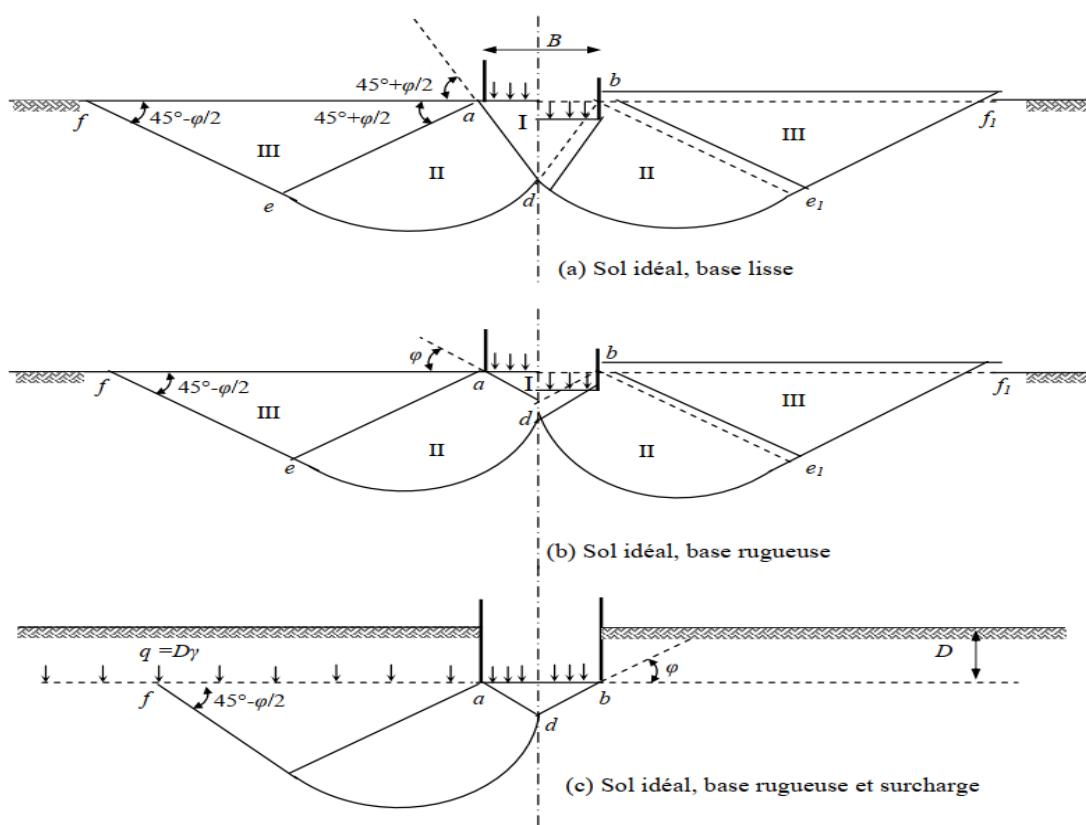


Figure 2.2: Limites de la zone d'écoulement plastique après rupture du sol sous une semelle filante, d'après Terzaghi. (1943).

Si le sol et la semelle génèrent suffisamment de frottement et d'adhérence pour empêcher tout glissement dans la base, les surfaces de glissement potentielles du matériau plastique se croisent dans la zone plastique sous un angle de $(90 - \varphi)$, selon Terzaghi. (1943), la limite (ad) doit être inclinée d'un angle de (φ) par rapport à l'horizontale. Cela signifie que l'angle d'inclinaison de la limite (ad) de la zone plastique est égal à l'angle de frottement interne du sol.

Selon Terzaghi. (1943), pour simplifier l'analyse de la capacité portante, l'effet du sol au-dessus du niveau de la base de la semelle peut être remplacé par une surcharge unitaire équivalente, ($q = \gamma D$). Dans la Figure (2.2c), la résistance au cisaillement du sol est déterminée en utilisant

l'équation de Coulomb, qui s'exprime comme $\tau = c + \sigma \tan(\varphi)$. Dans cette équation, τ représente la contrainte de cisaillement du sol, c , est la cohésion du sol, σ est la contrainte normale appliquée au sol, et φ est l'angle de frottement interne du sol.

2.2.1. Théorie de Prandtl (1920)

Prandtl. (1920) est le premier à avoir proposé une solution basée sur la théorie d'équilibre plastique pour une fondation filante, avec une zone de rupture constituée de trois zones : la zone I, conique et cisailée (la zone active de Rankine), la zone II, (zone de cisaillement radial) plastique avec des courbes limites en forme de spirale logarithmique, et la zone III, soumise à une pression passive. Cette zone de rupture est représentée sur la partie gauche de la Figure (2.3). Prandtl a proposé une expression pour calculer la capacité portante ultime, qui est donnée par l'équation suivante :

$$q_u = \frac{c}{\tan\varphi} + 0.5\gamma B\sqrt{k_p} (k_p e^{\pi\tan\varphi} - 1) \quad (2.1)$$

Où : c , φ : la cohésion et l'angle de frottement interne du sol.

γ : le poids volumique du sol.

Coefficient de la pression passive du sol de Rankine :

$$K_p = \frac{1+\sin\varphi}{1-\sin\varphi} \quad (2.2)$$

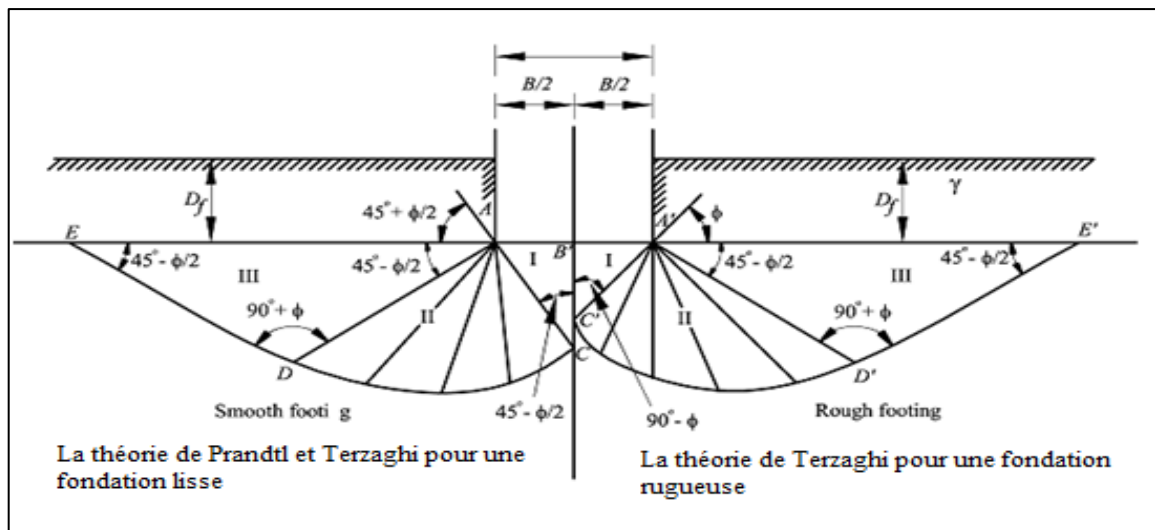


Figure 2.3: Mécanisme de rupture proposé par Prandtl. (1920) et Terzaghi. (1943).

2.2.2. Théorie de Terzaghi (1943)

La formule générale proposée par Terzaghi en 1943 pour calculer la capacité portante d'une semelle filante sous une charge verticale centrée peut être exprimée par la relation suivante :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + C N_c + q N_q \quad (2.3)$$

Avec :

q_u : contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface)

γ : Poids volumique du sol

C : cohésion du sol sous la base de la fondation

q : surcharge verticale latérale à la fondation

Les facteurs de portance N_q , N_γ et N_c dépendent uniquement de l'angle de frottement interne φ du sol sous la fondation selon Terzaghi (1943), et peuvent être calculés à l'aide des équations suivantes :

$$\begin{cases} N_\gamma = \frac{1}{2} \tan \varphi \left(\frac{K_{P\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right) \\ N_c = \cot \varphi \left[\frac{\alpha^2}{2 \cos^2(45^\circ + \varphi/2)} - 1 \right] \\ N_q = \frac{\alpha^2}{2 \cos^2(45^\circ + \varphi/2)} \end{cases} \quad (2.4)$$

$K_{P\gamma}$: Coefficient de la pression passive du sol.

$$\alpha = e^{\left(\frac{3}{4}\pi - \frac{\varphi}{2}\right) \tan \varphi} \quad (2.5)$$

Terzaghi. (1943) introduit trois termes distincts pour représenter les différents états de résistance dans le calcul de la capacité portante, voir la figure (2.4). Les termes sont les suivants : Le premier terme, appelé terme de surface, est proportionnel à la largeur de la semelle, B. Il représente la résistance du sol en contact direct avec la surface de la semelle. La deuxième terme, appelé terme de cohésion, est proportionnel à la cohésion c du sol. Enfin, le troisième terme, appelé terme de profondeur, est proportionnel à $(q+\gamma D)$.

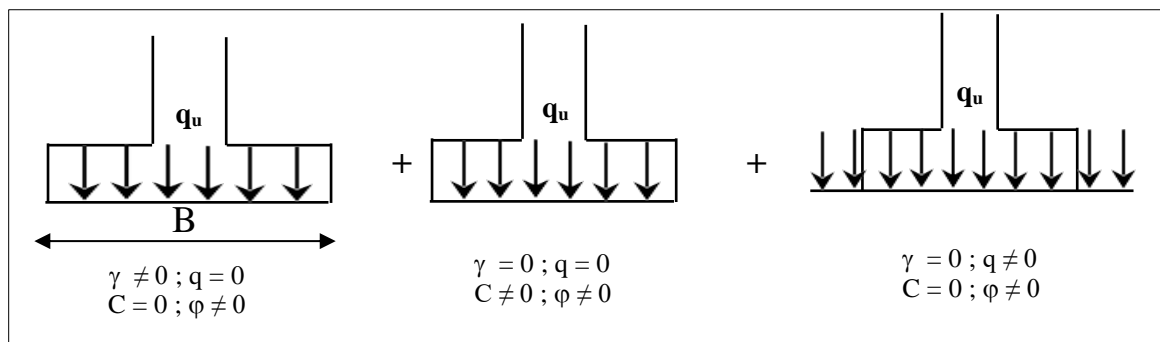


Figure 2.4 : Principe de superposition de Terzaghi. (1943).

2.2.3. Théorie de Meyerhof

Meyerhof. (1951) développé une théorie de la capacité portante pour les fondations rugueuses et relativement profondes. Les facteurs de capacité portante N_q et N_c dus à Meyerhof sont identiques à ceux de Prandtl et Caquot-Kérisel. Le facteur N_γ , de Meyerhof a adopté un mécanisme similaire à celui de Caquot-Kérisel, obtenant ainsi une expression presque identique que Caquot-Kérisel (équations 2.5).

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi} \\ N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi) \end{cases} \quad (2.6)$$

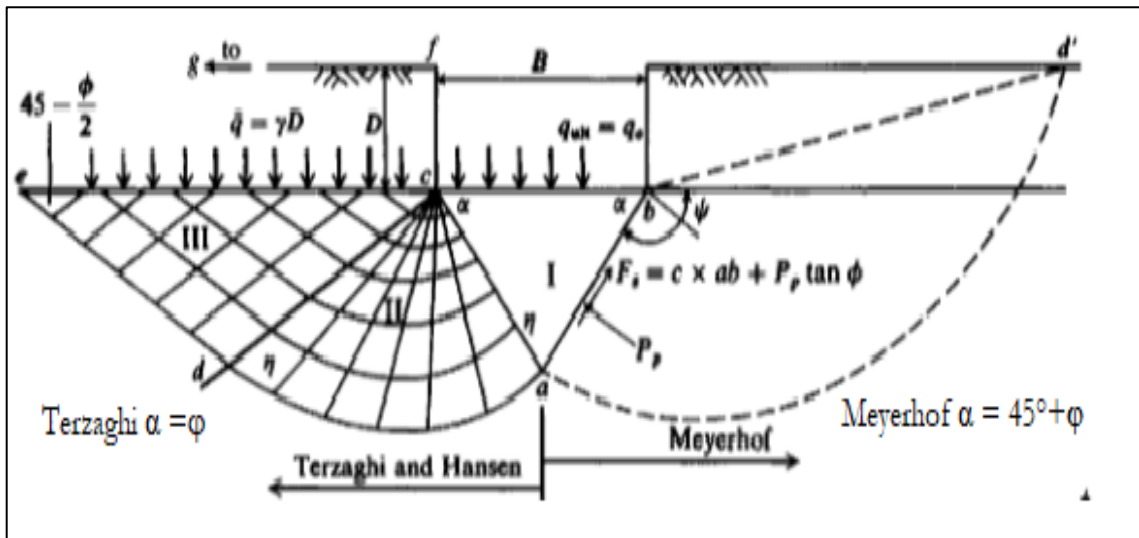


Figure 2.5 : mécanisme de rupture d’une fondation superficielle filante, d’après Terzaghi (1943) et Meyerhof (1951).

Caquot et Kérisel. (1966) ont utilisé la méthode des lignes de glissement pour obtenir les valeurs de N_γ pour les semelles lisses et rugueuses. Les facteurs N_c et N_q ont été déterminés en utilisant les mêmes formules que celles proposées par Reissner. (1924) et ont donné pour les trois facteurs de capacité portante les expressions suivantes :

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi} \\ N_\gamma = \frac{1}{2} \frac{\cos \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)}{\sin^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} \left[K_p - \sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right] \end{cases} \quad (2.7)$$

K_p : La force de butée.

Tableau 2.1 : Valeurs des facteurs de capacité portante de Caquot et Kérisel (1966).

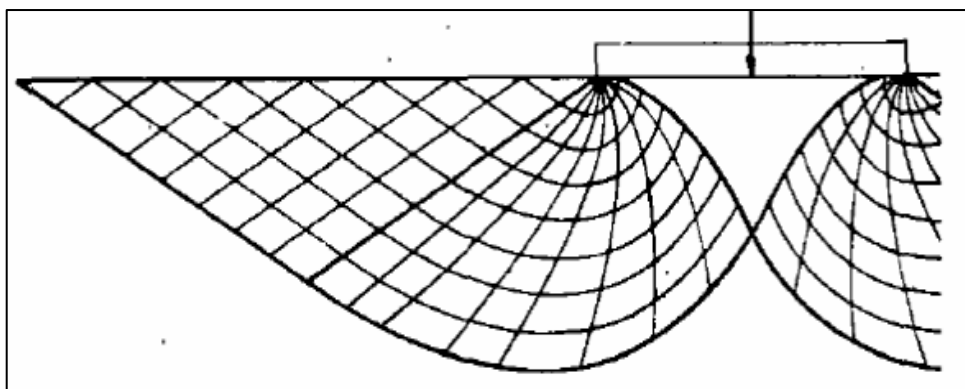
φ (Degrés)	N_γ semelle lisse	N_γ semelle rugueuse	N_q	N_c
0	0	0	1	5,14
5	0,11	0,35	1,57	6,49
10	0,34	0,8	2,47	8,34
15	0,78	1,6	3,94	10,98
20	1,66	3,5	6,40	14,83
25	3,47	7,3	10,7	20,72
30	7,39	15	18,4	30,14
35	16,4	35	33,3	46,12
40	39,3	80	64,2	75,32

Hansen (1970) a utilisé la même équation de base que Terzaghi. (1943), mais avec une largeur de fondation égale à B au lieu 2B. Il a proposé les trois facteurs suivants :

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_q = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \tan \varphi} \\ N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \varphi \end{cases} \quad (2.8)$$

La relation empirique de N_γ (équation 2.8) concorde bien avec les résultats obtenus par Lundgren et Mortensen (1953) utilisant le mode de rupture présenté sur la Figure (2.6). Par ailleurs, Hansen. (1961) a proposé une formule alternative pour N_γ qui s'exprime comme suit :

$$N_\gamma = 1.8(N_q - 1) \tan \varphi \quad (2.9)$$

**Figure 2.6 :** Mécanisme de rupture pour le calcul de N_γ selon Lundgren et Mortensen. (1953).

Vesic. (1973) présente une vue d'ensemble supplémentaire sur l'évolution de l'analyse de la capacité portante des fondations superficielles de 1940 à 1970. Présente un tableau (Tableau 2.2) dans lequel il répertorie les principales références des contributions théoriques à l'analyse de la capacité

portante des fondations superficielles pendant cette période. Ce tableau donne un aperçu des travaux réalisés par différents chercheurs.

Tableau 2.2 : Principales références pour l'étude la capacité portante d'après Vesić. (1973).

Cas des problèmes plans	Cas des problèmes axisymétriques
Terzaghi (1943)	Ishlinsky (1944)
Mizuno (1948)	Berianfsev (1952)
Meyerhof (1948, 1951, 1955)	Mizuno (1953)
Caquot et Kérisel (1953,1956)	Shield (1955)
Lundgren et Mortensen (1953)	Eason et Shield (1960)
Sokolovsky (1960)	Cox et al. (1961)
Gorbunov-Posadov (1965)	Cox (1962)
Hansen (1969)	

Vesić il explique en détail la méthode de calcul par superposition de la capacité portante en utilisant les facteurs N_c et N_q de Reissner. (1924), Selon Vesić, l'expression (2.10) représente une solution tabulée proposée par Caquot et Kérisel. (1953) pour le facteur N_γ . Cette expression est considérée comme précise avec une erreur inférieure à 10% sur l'intervalle de 15 à 45 degrés pour l'angle de frottement interne φ . De plus, elle présente une précision avec une erreur inférieure à 5% entre 20 et 40 degrés d'angle de frottement interne.

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_q = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \tan \varphi} \\ N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \varphi \end{cases} \quad (2.10)$$

La capacité portante d'une fondation superficielle dans le cas général, peut être déterminée par la relation (1.7) de Meyerhof. (1963).

$$q_u = \frac{\gamma B'}{2} s_\gamma d_\gamma i_\gamma N_\gamma + C s_c d_c i_c N_c + q s_q d_q i_q N_q \quad (2.11)$$

On peut définir (B') comme étant la largeur de la fondation ajustée pour prendre en compte l'excentricité (e) de la charge appliquée, où (B' = B - 2e), (s) représente le coefficient de forme de la fondation, (d) correspond au coefficient d'encastrement de la fondation, et (i) représente le coefficient d'inclinaison de la charge. Hansen (1970) a formulé l'équation générale suivante pour le calcul de la capacité portante :

$$q_u = \frac{\gamma B'}{2} s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma N_\gamma + C s_c d_c i_c b_c g_c N_c + q s_q d_q i_q b_q g_q N_q \quad (2.12)$$

Dans la formule de Hansen, les variations par rapport au cas de la semelle filante sous charge verticale centrée sont prises en compte à l'aide de facteurs correcteurs, facteur de forme (s) qui prend en considération la forme de la fondation, facteur d'encastrement (d) de la fondation, facteur (i) qui considère l'angle d'inclinaison de la charge appliquée, le facteur (b) correspondant à l'inclinaison de la base de la fondation, le facteur (g) qui représente l'inclinaison de la surface du sol.

2.3. Discussion des théories de calcul de capacité portante

La méthode de superposition développée par Terzaghi pour évaluer la capacité portante d'une fondation est largement utilisée par les géotechniciens, malgré son caractère approximatif. Cette méthode utilise les facteurs de capacité portante N_c , N_q et N_γ , concerne les facteurs N_c et N_q , il y a une tendance à adopter les coefficients basés sur la théorie et le mécanisme de rupture modifié de Prandtl. Ces coefficients prennent en compte les caractéristiques du sol, tels que la cohésion et l'angle de frottement, pour estimer la capacité portante. En revanche, le facteur N_γ a suscité beaucoup de controverses et différentes formulations ont été proposées :

$$\text{Meyerhof} \quad N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4\varphi) \quad (2.13)$$

$$\text{Hansen} \quad N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \tan(\varphi) \quad (2.14)$$

$$\text{Vesic} \quad N_\gamma = 2(N_q - 1) \tan(\varphi) \quad (2.15)$$

Selon Meyerhof (1957), pour estimer la capacité portante d'une fondation située en bordure d'une pente, par la méthode d'équilibre limite pour étudier deux configurations d'une semelle rugueuse par rapport à la pente. Dans le premier cas, l'auteur a examiné la capacité portante d'une semelle directement posée sur la pente. Dans le deuxième cas, la semelle est située à proximité d'une pente.

Meyerhof a proposé une formule reliant les facteurs de portance N_γ , N_q d'une part, et N_c , N_q d'autre part. Cette formule de Meyerhof (1957) permet de calculer la capacité portante de la fondation (voir Figure 2.19, a et b).

$$q_u = \frac{\gamma B}{2} N_{\gamma q} + C N_{cq} \quad (2.16)$$

Meyerhof. (1957) présenté l'évolution des facteurs $N_{\gamma q}$ et N_{cq} pour différentes configurations géométriques. Ces facteurs sont influencés par l'angle de frottement interne du sol ainsi que par l'angle de la pente, β . dans le cas d'une semelle posée sur la pente.

La Figure (2.7) (a) et (b) représente respectivement la variation des facteurs $N_{\gamma q}$ et N_{cq} en fonction de l'angle β , dans la Figure (2.8) (a) et (b), l'évolution des facteurs de portance $N_{\gamma q}$ et N_{cq} en fonction de la distance relative d/B (d est noté b sur les figures).

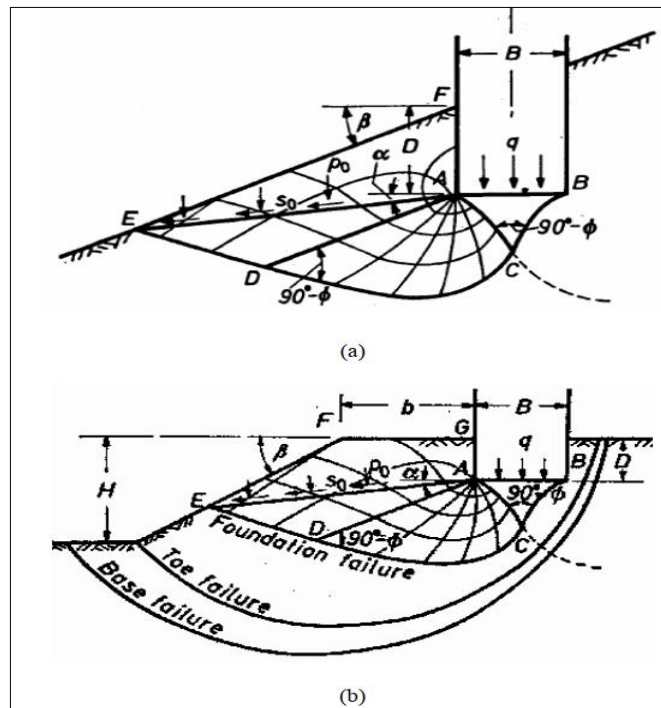


Figure 2.7: Surface de rupture d'après Meyerhof. (1957).

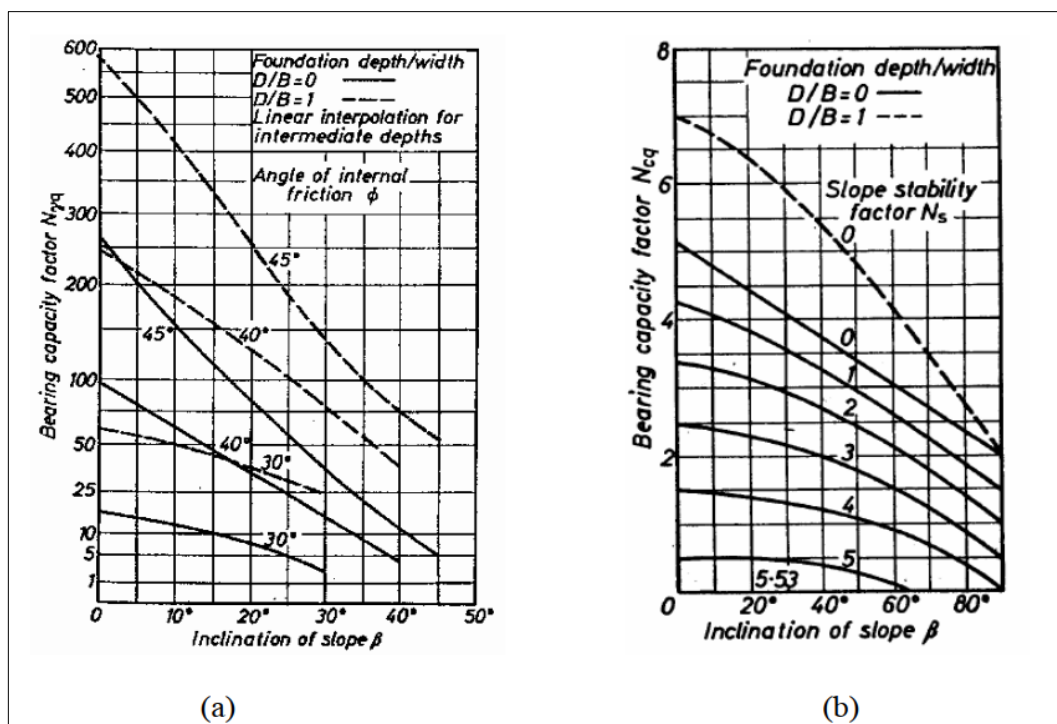


Figure 2.8 : Variation des facteurs de portance en fonction de l'angle β , dans le cas d'une semelle rugueuse posée sur la pente d'après Meyerhof. (1957) : (a) facteur de portance $N_{\gamma q}$, (b) facteur de portance N_{cq} .

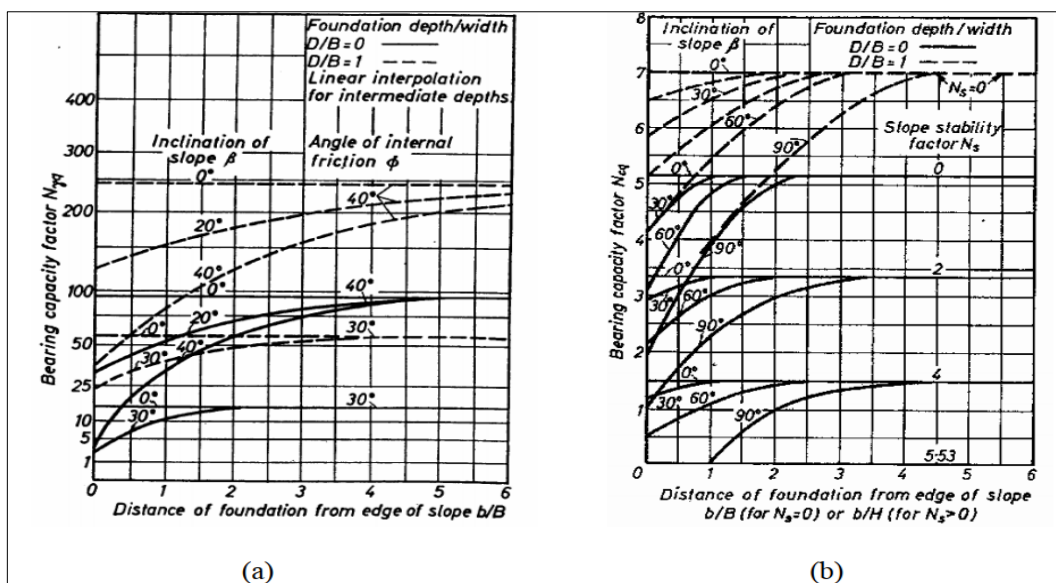


Figure 2.9 : Variation des facteurs de portance en fonction de l'angle β , semelle rugueuse située à proximité d'une pente d'après Meyerhof. (1957) : (a) facteur de portance $N_{\gamma q}$, (b) facteur de portance N_{cq}

Les méthodes de Hansen, Meyerhof et Vesic sont des approches couramment utilisées pour évaluer la capacité portante des fondations superficielles. Elles sont adaptées pour prendre en compte des cas particuliers tels que les bases inclinées, les charges inclinées ou excentrées, et les fondations encastrées. Le tableau 2.3 présente les valeurs des facteurs de portance de Terzaghi, Meyerhof, Hansen et Vesic. Ces facteurs sont des coefficients empiriques qui ont été développés à partir de données d'essais sur des fondations réelles et sont utilisés pour calculer la capacité portante de la fondation. Ils sont souvent utilisés en combinaison avec des essais in situ ou en laboratoire pour estimer la résistance du sol.

Tableau 2.3 : Facteurs de capacité portante, Mabrouki. (2011).

Φ	Terzaghi			Prandtl, (Meyerhof, Hansen et Vesic)		Meyerhof	Hansen	Vesic
	N_c	N_q	N_{γ}	N_c	N_q	N_{γ}	N_{γ}	N_{γ}
0	5,70	1,00	0,00	5,14	1,00	0,00	0,00	0,00
5	7,30	1,6	0,5	6,49	1,57	0,07	0,07	0,45
10	9,61	2,69	1,25	8,34	2,47	0,37	0,39	1,22
15	12,9	4,4	2,5	10,98	3,94	1,13	1,18	2,65
20	17,69	7,44	4,97	14,83	6,40	2,87	2,95	5,39
25	25,1	12,7	9,7	20,72	10,66	6,76	6,75	10,88
30	37,16	22,46	19,7	30,14	18,40	15,67	15,07	22,40
35	57,8	41,4	42,4	46,12	33,30	37,15	33,92	48,03
40	95,67	81,27	100,39	75,32	64,20	93,69	79,54	109,41
45	172,3	173,3	297,5	133,88	134,88	262,74	200,81	271,76
50	347,52	415,16	1153,15	266,89	319,07	873,89	568,59	762,89

2.4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons examiné différentes approches permettant de calculer la capacité portante des fondations superficielles soumises à une charge verticale centrée. Prandtl. (1920) a proposé une solution basée sur la théorie de l'équilibre plastique et le critère de Mohr-Coulomb pour la résistance au cisaillement du sol, en considérant une fondation à base lisse.

Terzaghi. (1943), adopté une forme similaire pour les zones de rupture proposées par Prandtl (1920) pour une fondation à base lisse. Toutefois, Terzaghi a pris en compte le poids du sol présent dans les zones de rupture et a remplacé le sol au-dessus du niveau de la base de la fondation par une charge équivalente $q = \gamma D$.

Meyerhof. (1951) a proposé une solution similaire à celle de Terzaghi. (1943) pour la surface de rupture, mais avec une différence. Il a pris en compte la résistance au cisaillement du sol au-dessus du niveau de la base de la fondation, un aspect négligé par Terzaghi. Cette prise en compte permet de mieux représenter la résistance du sol dans les calculs de capacité portante. De plus, Meyerhof a également pris en compte les coefficients de forme, d'encastrement et d'inclinaison de la charge. Cela permet d'améliorer la précision des calculs de capacité portante dans des situations réelles.

Les travaux de Hansen. (1970) et Vesíć. (1973) sont une extension des travaux de Meyerhof. (1951). Ces chercheurs ont continué leurs travaux en proposant des équations qui peuvent être utilisées dans des cas particuliers tels que les bases inclinées, les charges inclinées ou excentrées, et les fondations encastrées.

Chapitre 03

ANALYSE DE LA LITTÉRATURE

3.1. Introduction

L'analyse de la littérature présente les concepts de base liés à l'interaction sol-conduite, ainsi que d'autres études pertinentes qui ont été divisées en travaux expérimentaux, analytiques et numériques. Ce chapitre présente un aperçu général de la recherche actuelle dans le cadre de la thèse. Il permet également d'identifier les lacunes de la recherche qui ont été prises en compte par cette étude.

3.2. Paramètres influençant la capacité portante des fondations superficielles

3.2.1. Influence de la proximité d'une pente

Giroud et al. (1971) ont réalisé une étude sur le concept de lignes de glissement dans le cas de fondations situées à proximité d'une pente sur un massif symétrique par rapport à l'axe longitudinal de la semelle. Dans cette étude, les chercheurs ont examiné une fondation bidimensionnelle établie au bord d'un talus, le sol étudié était composé d'un matériau à la fois frottant (caractérisé par l'angle de frottement interne φ) et cohérent (caractérisé par la cohésion c). La méthode de calcul proposée par Giroud et al, pour prendre en compte la géométrie de la fondation, les propriétés du sol et l'angle de la pente peut être basée sur des hypothèses simplifiées. Parmi ces hypothèses de considérer le sol comme un matériau homogène et isotrope. La Figure (3.1) représente le schéma de calcul adopté par Giroud pour la détermination des facteurs de portance $N_{\gamma\beta}$, $N_{c\beta}$ et $N_{q\beta}$.

Par utilisation d'hypothèse de superposition de Terzaghi. (1943) en considérant un coin de sol indéformable d'angle β_1 sous la fondation. La méthode de calcul consiste à déterminer la butée mobilisable sous la fondation et à chercher la géométrie du coin qui entraîne les forces minimales. Ensuite, la charge limite est calculée par un équilibre statique entre les efforts appliqués (charge, poids du coin) et les efforts de butée disponibles.

Pour le terme $N_{\gamma\beta}$, l'angle β_1 du coin optimal est proche de $(1,2\varphi)$ pour des angles de frottement ($\varphi > 25^\circ$). Cela signifie que la géométrie du coin qui entraîne les forces minimales est approximativement égale à $(1,2\varphi)$. Cette relation entre l'angle optimal du coin et l'angle de frottement est représentée sur la Figure (3.1).

Pour une fondation encastree à une distance relative de la crête de la pente ($\lambda > 0$, $D/B > 0$), Giroud suppose que les mécanismes de rupture ne sont pas modifiés par l'encastrement et la distance par rapport au bord de la pente. Il simplifie le problème en remplaçant la fondation encastree par une fondation en crête de talus comme indiqué sur la Figure (3.2).

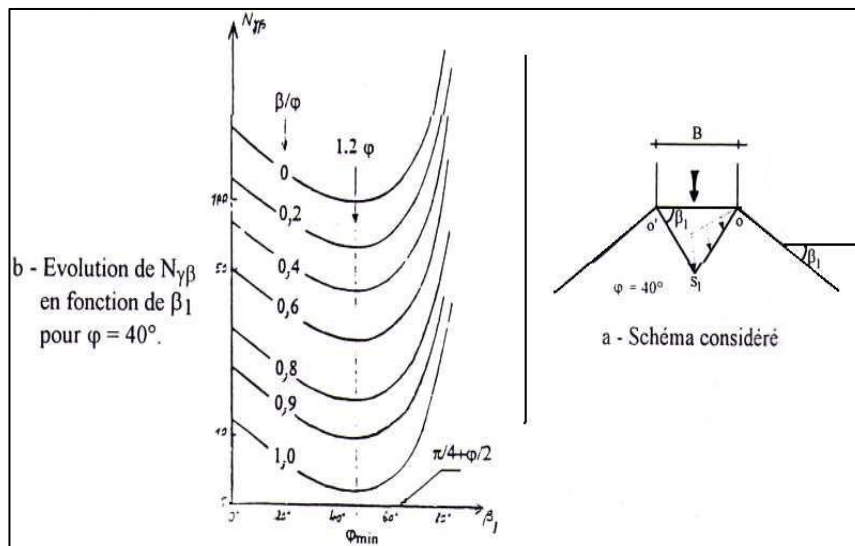


Figure 3.1: Diagramme de calcul des coefficients de portance d'après Giroud et al. (1971).

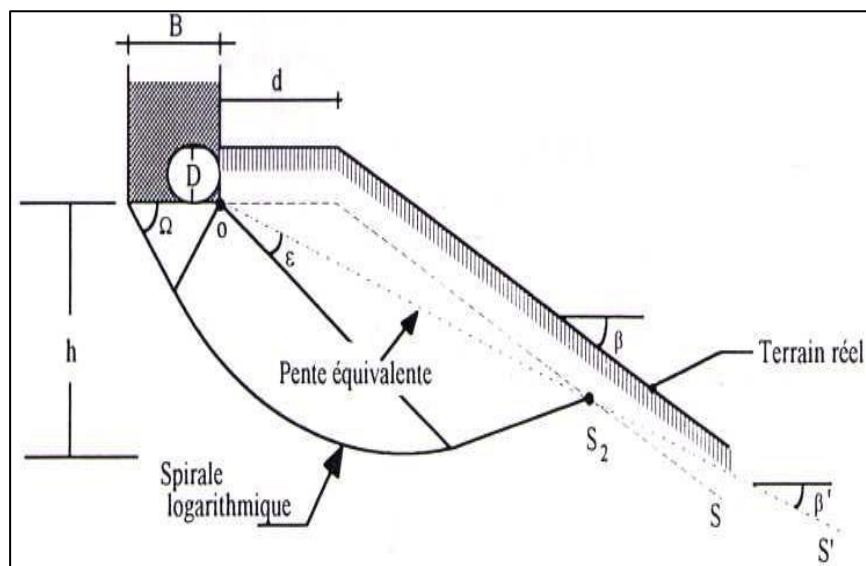


Figure 3.2: la géométrie du talus. Giroud et al. (1971).

Giroud et Tran-Vo-Nhiem donné des abaques montrent l'évolution du facteur de portance $N_{\gamma\beta}$ et du coefficient réducteur de la portance $i\beta$ avec la distance relative de la fondation par rapport à la crête de talus (d/b), pour le cas d'une semelle établie à une distance relative de la fondation par rapport à la crête de talus ($\lambda=0$) sur un talus de ($\text{tg}\beta=0,5$) dans un sol frottant, (la figure (3.3) présente l'évolution du facteur de portance $N_{\gamma\beta}$ en fonction du rapport d/b . La figure (3.4), représente l'évolution du coefficient réducteur de la portance $i\beta$ en fonction du rapport (d/b).

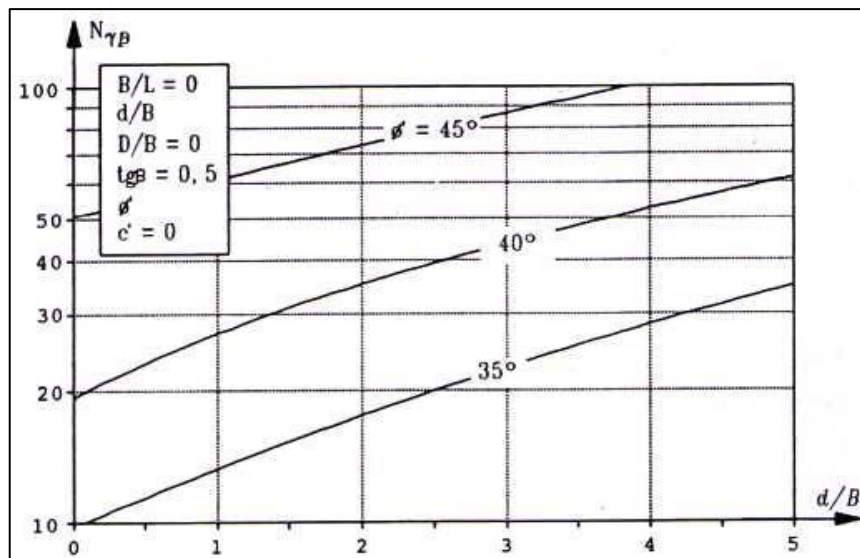


Figure 3.3 : Variation du facteur de portance ($N_{\gamma\beta}$) en fonction de la distance relative (d/B), D'après Giroud et al. (1971).

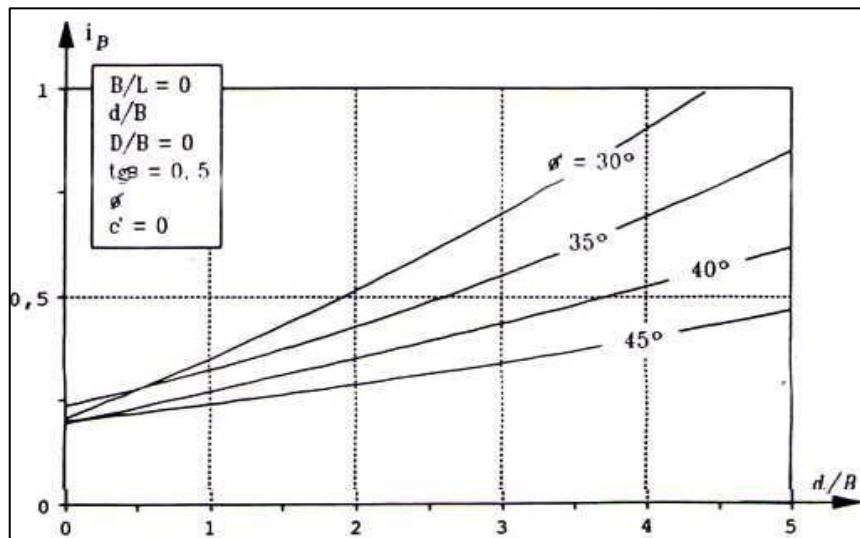


Figure 3.4 : coefficient réducteur de portance (i_{β}) en fonction de la distance relative de la fondation par rapport à la crête de talus (λ), Giroud et al. (1971).

Dans une étude réalisée par Giroud et Tran-Vo-Nhiem. (1971), des modèles de fondations filantes ont été testés sur trois types de talus taillés à différentes pentes, en utilisant trois longueurs de semelles (45 cm, 32 cm et 23,5 cm). Le dispositif expérimental est présenté dans la Figure (3.5). L'échantillon de sol utilisé caractérise un poids volumique (γ) de 21,6 (kN/m³) et un angle de frottement interne (ϕ) de 26°.

Les résultats du facteur de portance ($N_{\gamma\beta}$) obtenus expérimentalement pour les trois formes de remblais montrent que la valeur de $N_{\gamma\beta}$, obtenue pour le remblai symétrique, est inférieure à celle obtenue pour un remblai dissymétrique dont la pente la plus forte est égale à celle du remblai symétrique voir la Figure (3.6).

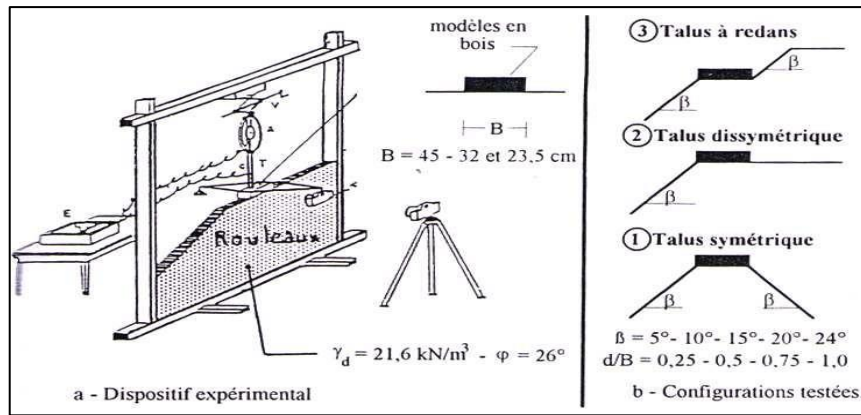


Figure 3.5 : Le dispositif expérimental utilisé par Giroud et Tran-Vo-Nhiem. (1971).

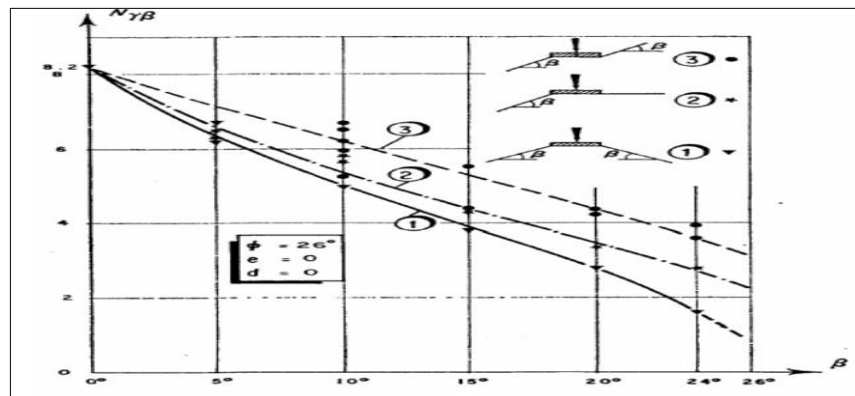


Figure 3.6 : Comparaison des résultats de $(N\gamma\beta)$ obtenues pour diverses formes de remblais, d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem. (1971).

On présente sur la Figure 3.7 les résultats du facteur de portance i_B , par différents rapports de la distance relative d/B , pour trois angles du talus 15° , 20° et 24° . On peut remarquer que la valeur de i_B , augmente avec la distance relative de la fondation par rapport à la crête de talus d/B .

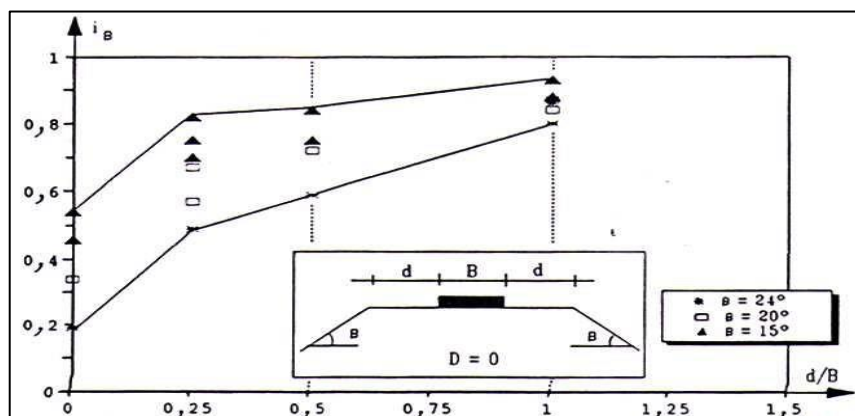


Figure 3.7 : l'évolution du coefficient de portance en fonction de la distance relative de la fondation par rapport à la crête de talus, d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem. (1971).

La figure 3.8 montre le mode de rupture obtenus par Giroud et Tran-Vo-Nhiem. (1971). Dans le cas du remblai symétrique (a) est un remblai dissymétrique (b).

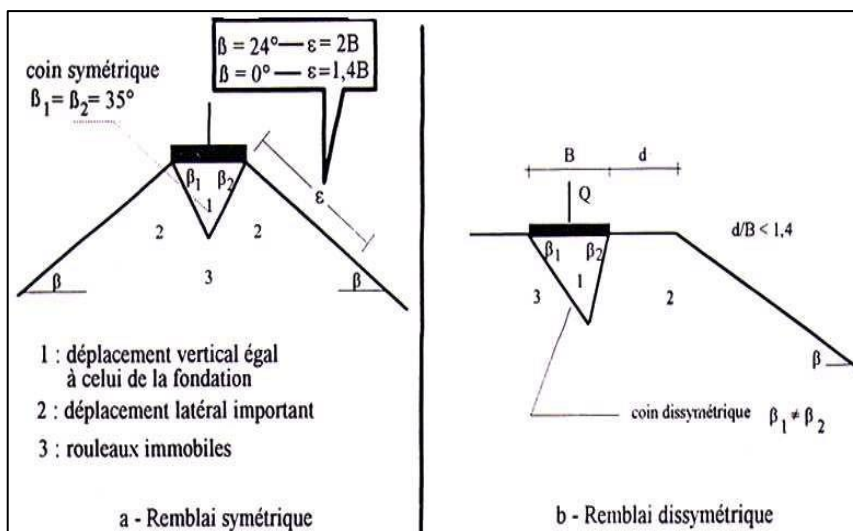


Figure 3.8 : Mode de rupture obtenus, d'après Giroud et Tran-Vo-Nhiem. (1971).

Dans l'étude de Lebègue. (1973), des essais ont été réalisés à petite échelle, les essais étaient axés sur une semelle reposant sur la crête d'un talus ($\lambda=0$). Un massif de sable sec taillé selon différents angles ($0^\circ, 10^\circ, 20^\circ$ et 30°), présentant des caractéristiques spécifiques l'angle de frottement interne (φ) et le poids volumique sec (γ_d). Ces essais ont probablement été réalisés dans des conditions spécifiques de talus. En utilisant différents angles de talus et en variant les propriétés du sable, Lebègue cherchait probablement à comprendre l'influence de ces paramètres sur le comportement de la semelle et du massif de sable.

Lebègue. (1981) développé une méthode de calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle reposant sur la crête d'un talus, basée sur les travaux de Caquot et Kérisel. (1966), la figure (3.9) illustre le facteur de réduction i_β de la capacité portante au bord d'un talus.

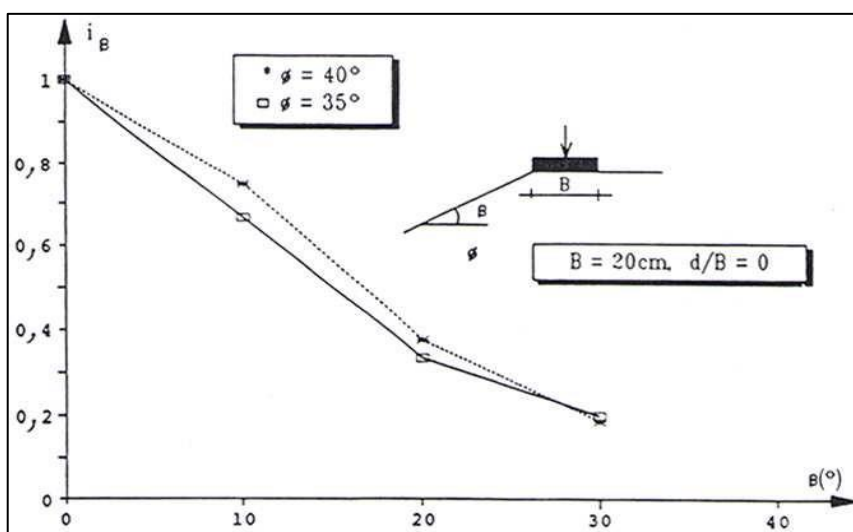


Figure 3.9 : Coefficient de réducteur de portance i_β en fonction d'angle de la pente β° , d'après Lebègue (1973).

Zadroga. (1974) exécuté des essais en s'appuyant sur l'effet de la distance relative λ sur le factor de la capacité portante. Les essais ont été testés sur deux types de massifs de sol taillés à différentes pentes ($0^\circ \leq \beta \leq 30^\circ$). Figure (3.10)

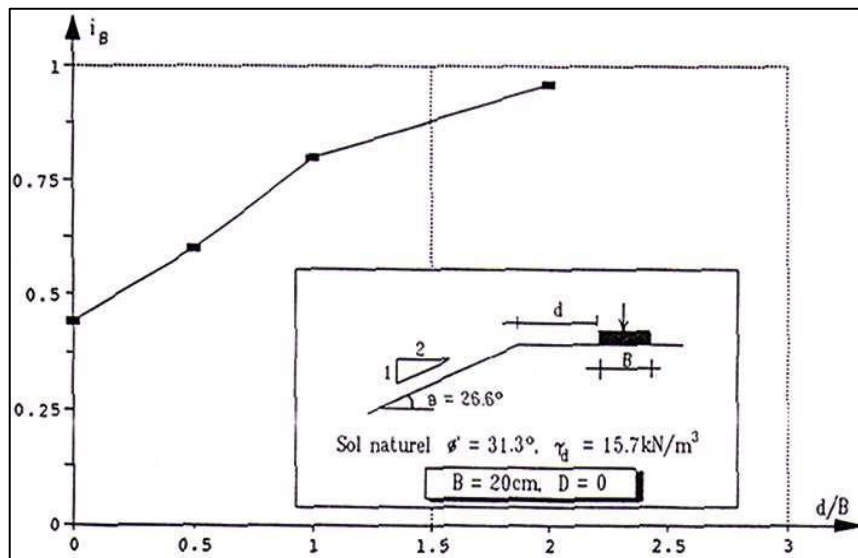


Figure 3.10 : Coefficient de réducteur de portance i_B en fonction de la distance relative de fondation, d'après Zadroga et al. (1974).

L'étude de, Azzouz et al. (1983) base sur la méthode de l'équilibre limite, basée sur le principe des arcs de cercle, pour examiner la capacité portante d'une fondation carrée et filante reposant sur un sol caractérisé par un angle de frottement $\phi = 0$ et une cohésion $c =$ su voir figure (3.11), Les Figures (3.12) - (3.15) présentent la variation du coefficient de la capacité portante (N_c) en fonction de défèrent distance (B/H).

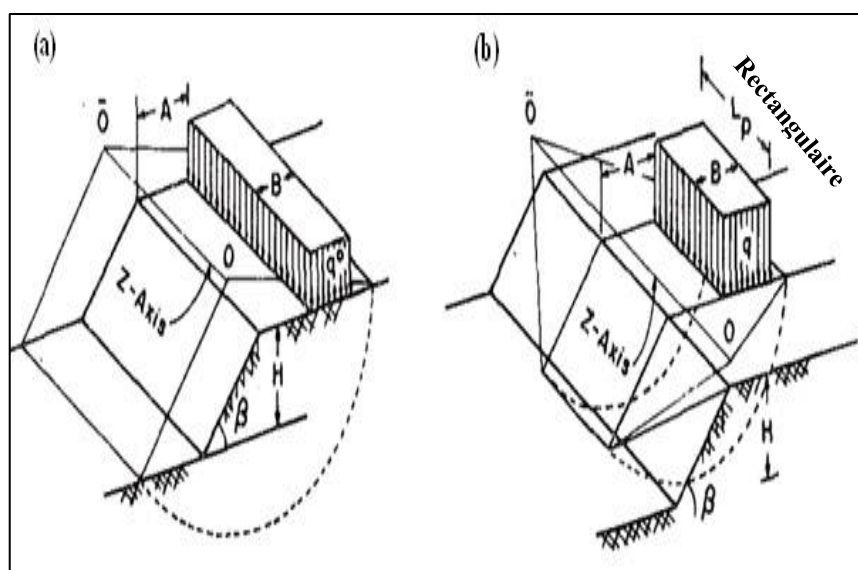


Figure 3.11 : Description du problème, d'après Azzouz et al. (1983).

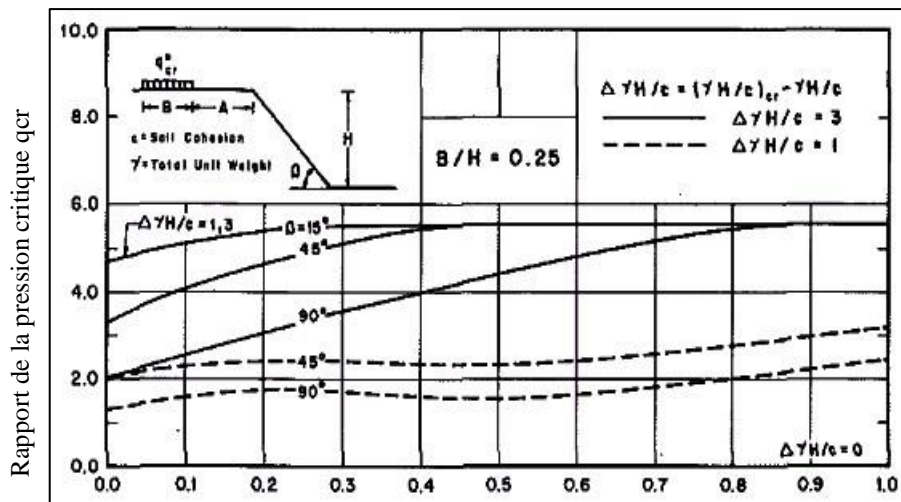


Figure 3.12 : Variation de (q_{cr}) avec la distance normalisée (A/H) d'une fondation filante pour $B/H=0,25$, d'après Azzouz et al. (1983).

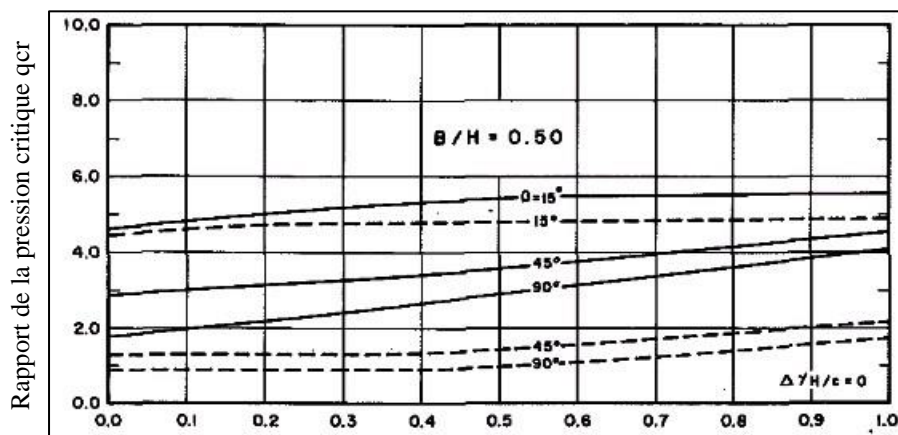


Figure 3.13 : Variation de (q_{cr}) avec la distance normalisée (A/H) d'une fondation filante pour $B/H=0,5$; d'après Azzouz et al. (1983).

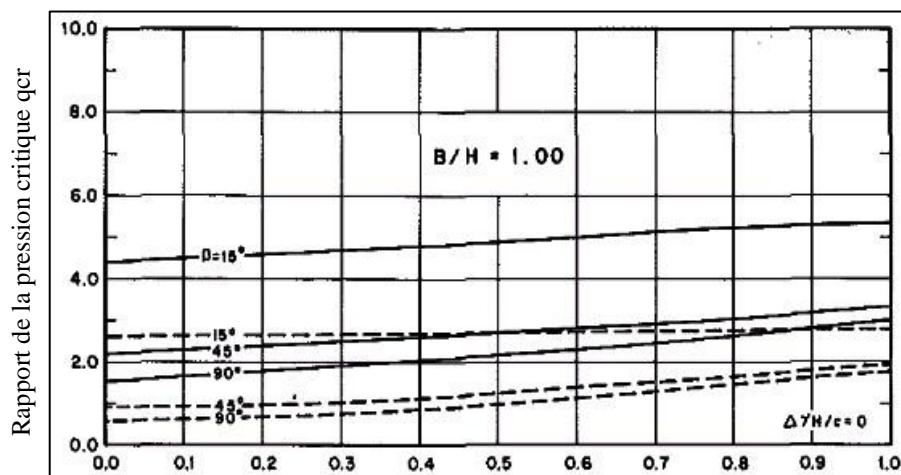


Figure 3.14 : Variation de (q_{cr}) avec la distance normalisée (A/H) d'une fondation filante pour $B/H=1$, d'après Azzouz et al. (1983).

Les figures (3.12 - 3.14) représentent les valeurs de q_{cr} en fonction de l'angle d'inclinaison de la pente (β), la distance normalisée au bord de la pente (A/H), les rapports de la largeur normalisés

(B/H) de 0,25, 0,5 et 1, et les valeurs de l'indice de stabilité incrémentiel, $\Delta\gamma H/c$ de 0,1, et 3. Les petites valeurs de $\Delta\gamma H/c$ (correspondant à de grandes valeurs de $\gamma H/c$) entraînent une faible pression ultime q_{cr} , dans la limite, lorsque $\Delta\gamma H/c = 0$, q_{cr} est également égale à zéro.

Pour des valeurs plus grandes de $\Delta\gamma H/c$ (par exemple, 3) et des valeurs fixes de (β et B/H), la variation de q_{cr} en fonction de A/H présente deux types de comportement.

Pour des petites valeurs de (A/H), une rupture dans la pente se produit et q_{cr} augmente avec (A/H). A partir d'une certaine distance au bord, qui dépend de $\Delta\gamma H/c$, β et B/H , la capacité portante devient plus critique et q_{cr} est égal à 5,52 sans considération de $\Delta\gamma H/c$, B/H , β et B/H .

Cependant, lorsque A/H est compris entre 0,3 et 0,5- 0,6, les effets de la gravité deviennent importants et la charge de surcharge diminue avec A/H .

Pour des valeurs plus élevées de A/H , le rapport q_{cr} augmente avec A/H et s'approche de la limite de 5,52. Avec A/H et s'approche de la limite de 5,52. Pour les pentes ($\beta < 15^\circ$), la variation de q_{cr} en fonction de A/H est plus importante lorsque A/H est plus élevé.

La figure 3.15 présente les valeurs de q_{cr}/c pour différentes valeurs de (β , A/H et $\Delta\gamma H/c$) le cas de $B/H = 0.25$.

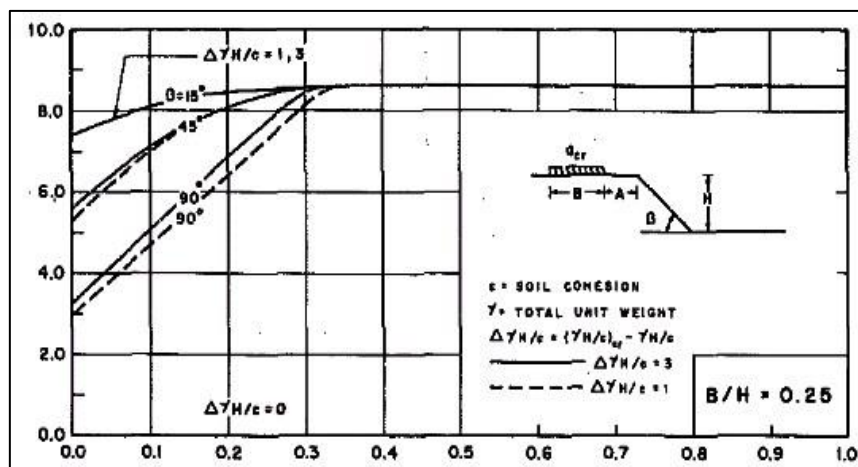


Figure 3.15 : facteur de portance (N_c) en fonction de la distance normalisée d'une fondation carrée pour $B/H=0,25$; d'après Azzouz et al. (1983).

Salençon et al (1983) a utilisé la théorie du calcul à la rupture pour étudier le comportement des fondations situées à proximité d'une pente. Leur méthode propose une approche à la fois "statique" et "cinématique". La Figure (3.16) montre les diagrammes de rupture et les principales hypothèses adoptées par Salençon, selon la méthode de Kusakabe(1981), les zones (I) et (III) sont considérées comme des blocs rigides, tandis que la zone intermédiaire (II) est considérée comme une section

déformable. Les figures (3.17) et (3.18) représentent les résultats obtenus avec cette méthode pour le cas spécifique d'un talus ($\text{tg}\beta=0.5$) de sol pulvérulent ($c=0$).

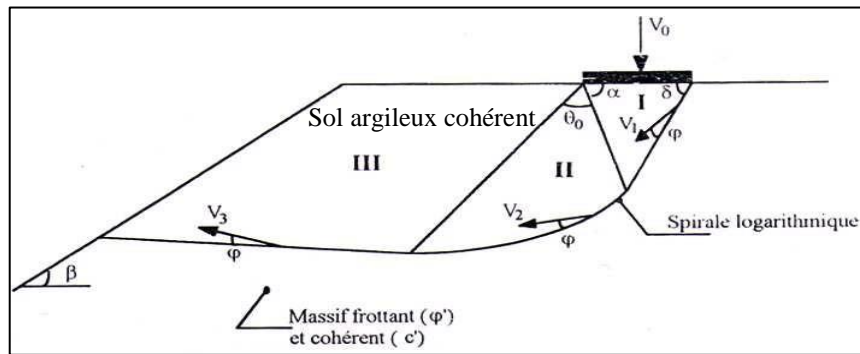


Figure 3.16 : mécanisme de rupture et hypothèse adoptés par Salençon et al. (1983).

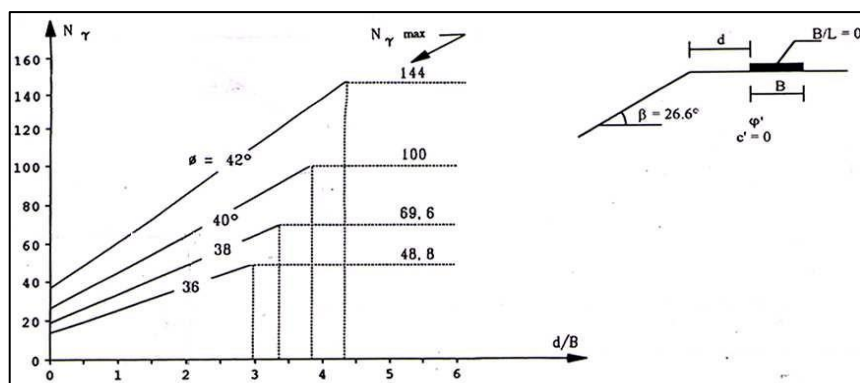


Figure 3.17 : Evolution du facteur de portance (N_γ) en fonction (λ), d'après Salençon et al (1983).

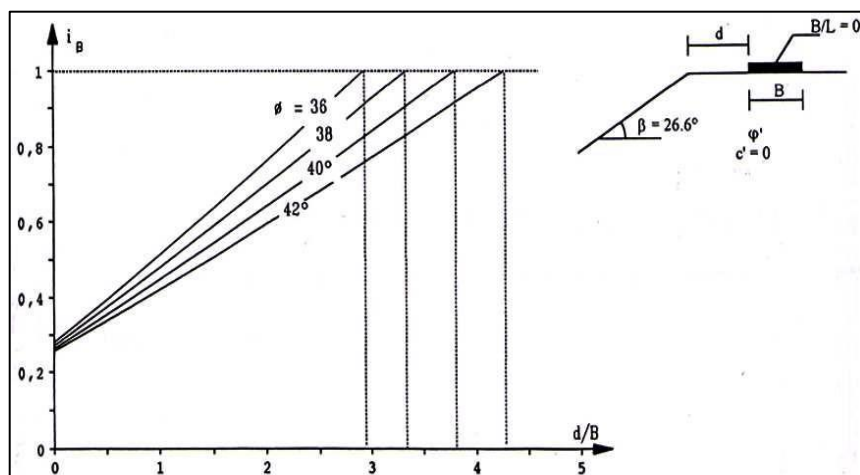


Figure 3.18 : Evolution du coefficient de réduction de portance (i_β) en fonction (λ), d'après Salençon et al. (1983).

Graham et al. (1988), développé une méthode de calcul basée sur le concept de lignes de glissement. Ils ont abordé le problème d'une fondation bidimensionnelle placée sur un sol sans cohésion ($c=0$), où la rupture est régie par la loi de Mohr-Coulomb en plasticité parfaite. Les figures (3.19 - 3.21) présentent les schémas de rupture adoptés par Graham pour étudier la solution d'une semelle non encastree avec un rapport $D/B = 0$ et une crête de talus $\lambda = 0$.

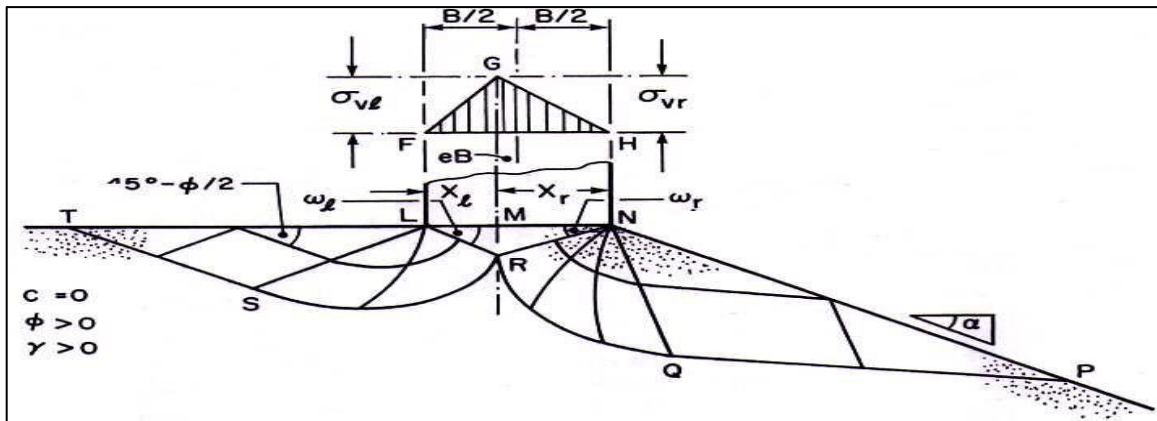


Figure 3.19 : Zone de rupture pour ($\lambda=0$), d'après Graham et al. (1988).

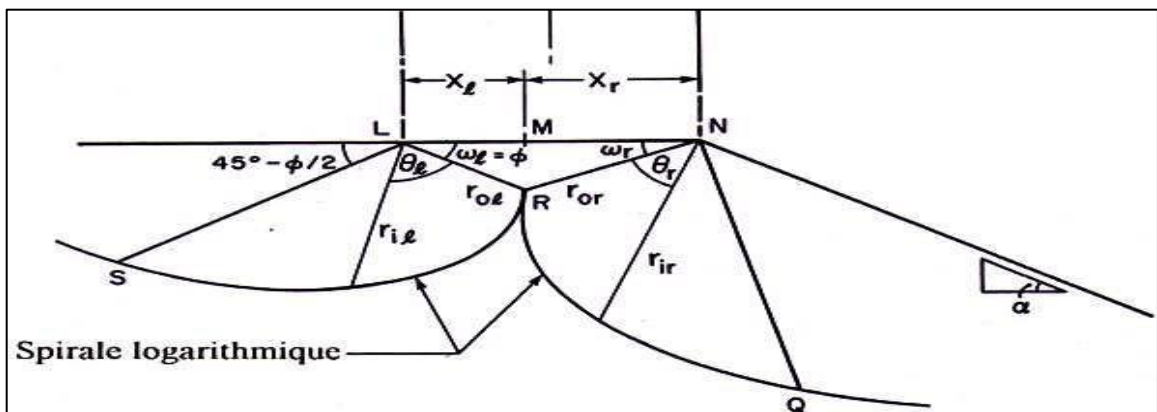


Figure 3.20 : La zone de rupture asymétrique du coin (LNR), d'après Graham et Hovan. (1988).

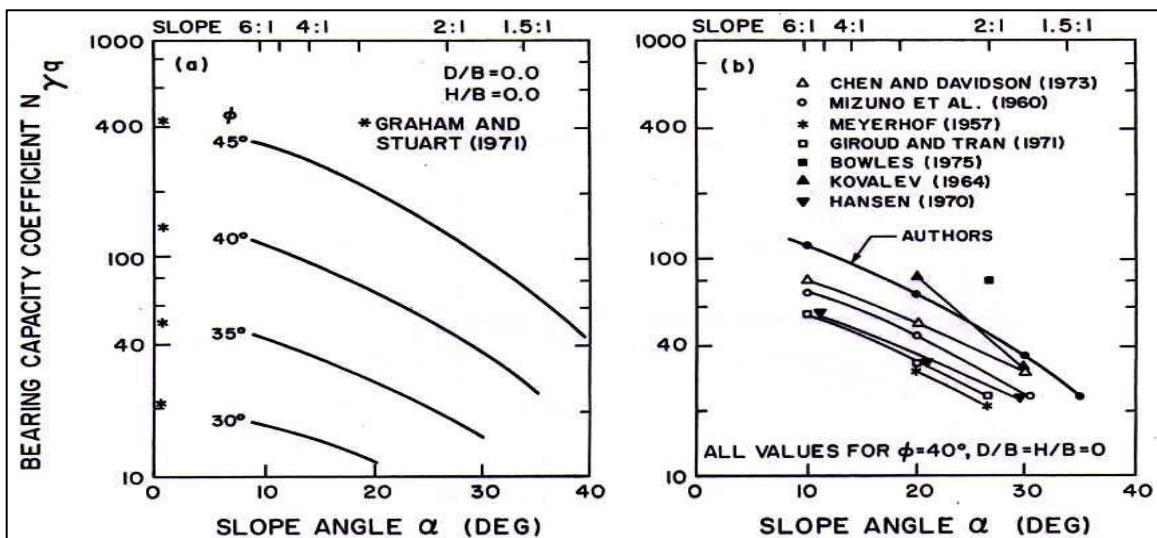


Figure 3.21: Facteur de la capacité portante ($N_{\gamma q}$) en fonction de l'inclinaison de talus β° pour $D/B = \lambda = 0$, d'après Graham et Hovan. (1988).

Pour des configurations plus complexes, où ($D/B > 0$ et $\lambda > 0$), d'autres hypothèses sont faites pour réduire l'effet de surcharge. Le mécanisme de rupture dans ce cas est illustré sur la figure (3.22). Les variations de ($N_{\gamma q}$) obtenues sont présentées dans les figures (3.23) et (3.24).

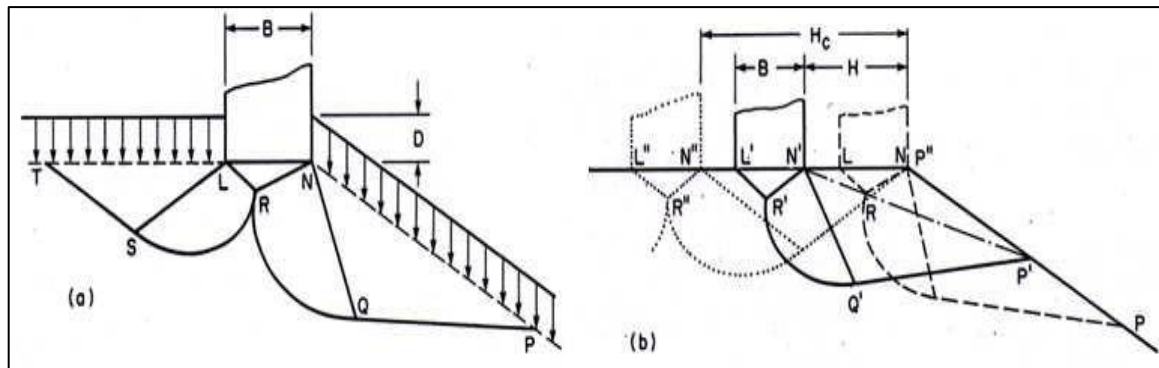


Figure 3.22 : la zone de rupture dans le cas ($D/B > 0$) et ($\lambda > 0$), d'après Graham et Hovan. (1988).

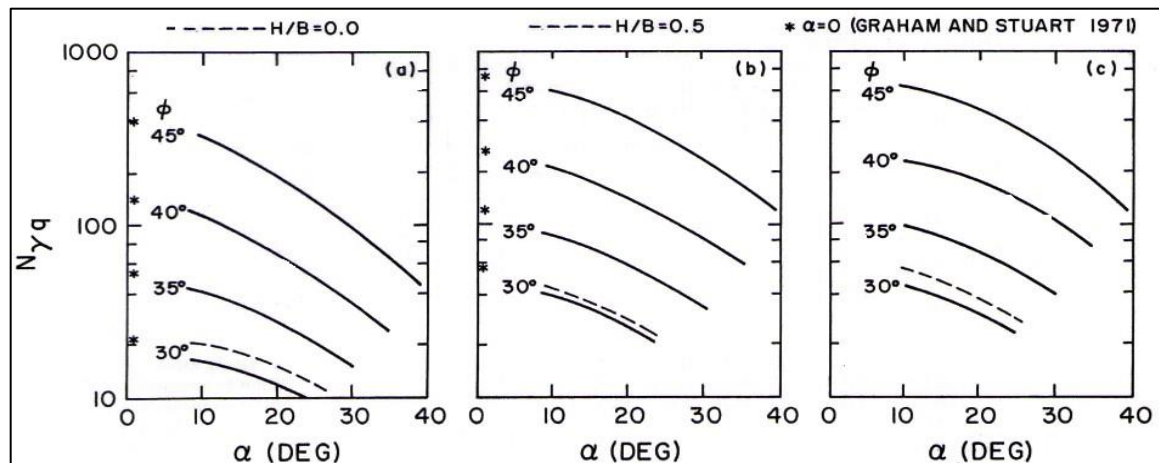


Figure 3.23 : Valeurs de ($N\gamma q$) : (a) $D/B=0$; (b) $D/B=0,5$; (c) $D/B=1$ et ($\lambda=0$ et $0,5$), d'après Graham et Hovan. (1988).

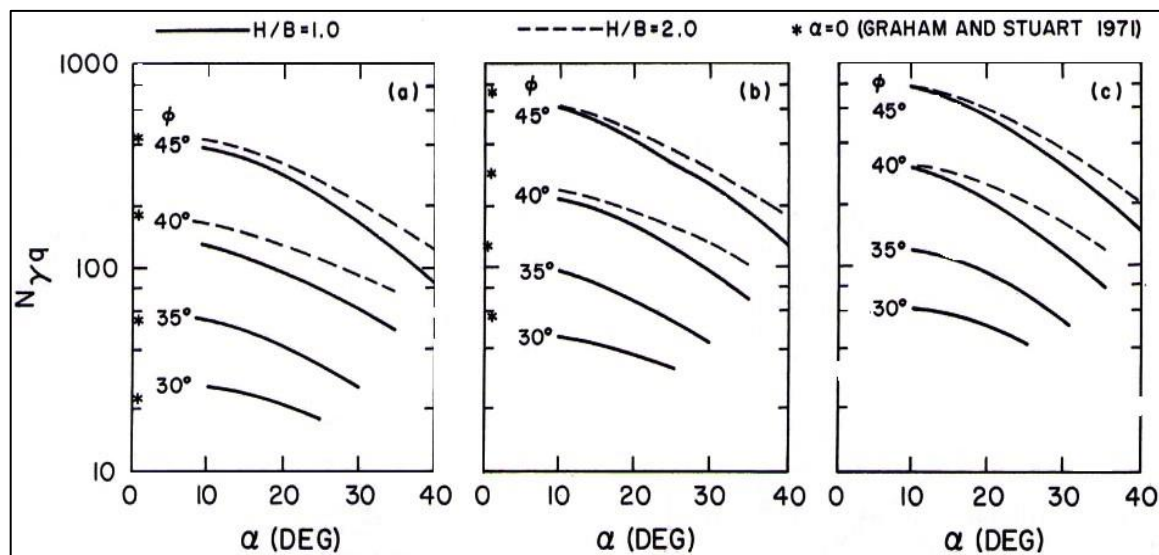


Figure 3.24 : Valeurs de ($N\gamma q$) ; (a) $D/B=0$; (b) $D/B=0,5$; (c) $D/B=1$ et ($\lambda=1$ et 2), d'après Graham et Hovan. (1988).

Les travaux expérimentaux menés par Bakir (1993), montrent que l'inclinaison de la pente n'a pas d'effet sur la capacité portante d'une semelle située à une distance relative (λ) supérieure à ($6B$)

(B) la largeur de la fondation. De plus, la visualisation des mécanismes de rupture a permis de distinguer des surfaces de glissement qui délimitent trois zones différentes Figure (3.25) :

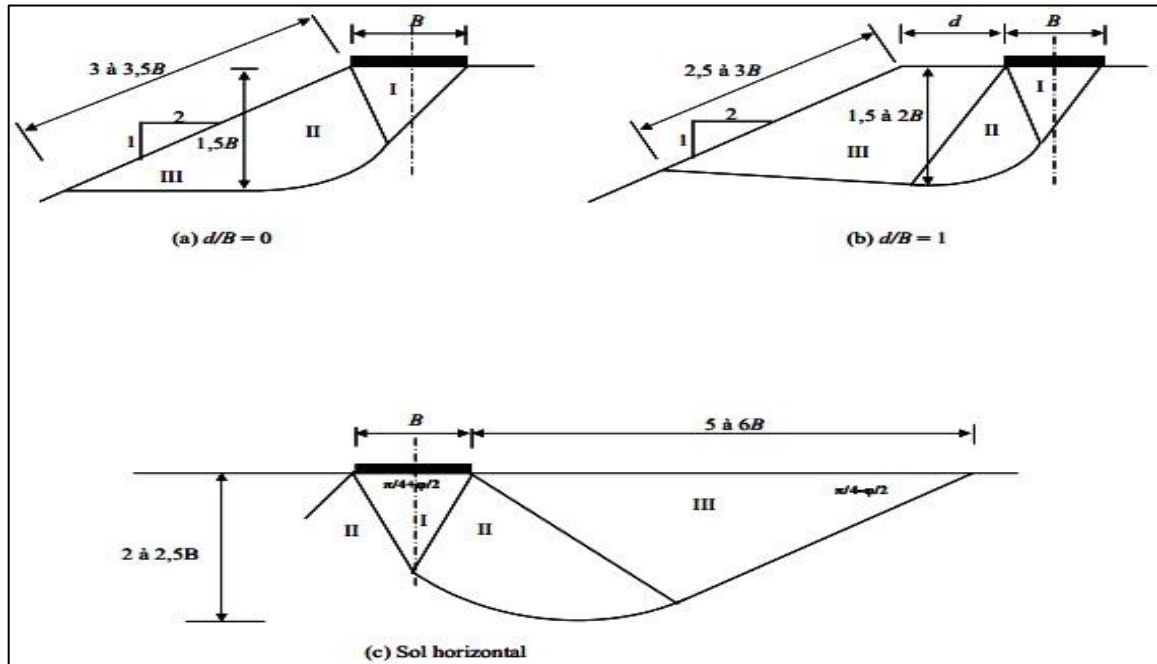


Figure 3.25 : les zones de rupture observée par Bakir. (1993).

Michalowski. (2010) ont utilisé la méthode d'analyse des limites pour étudier le problème de la stabilisation des pentes en 3D constituées d'un sol cohérent sous une charge verticale, en supposant une fondation de forme carrée. Il propose aussi un mécanisme de rupture pour le cas d'un sol purement cohérent, illustré à la figure 3.26 (a, b et c).

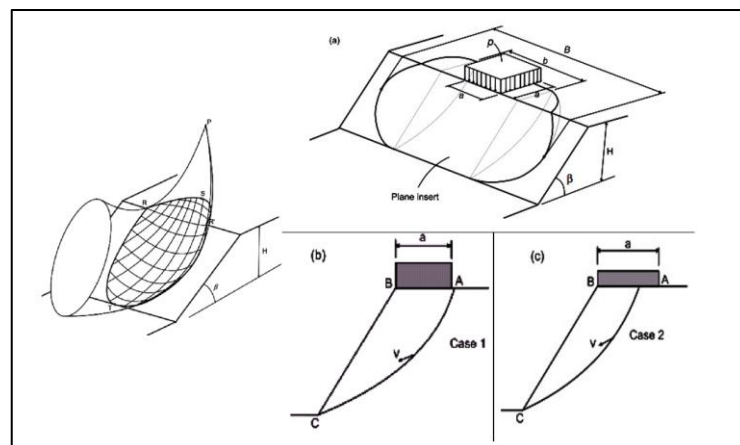


Figure 3.26 : Définition du problème, d'après Michalowski (2010).

Michalowski. (2010) développé des diagrammes de calcul des charges limites pour différents paramètres. Les figures 3.27 et 3.28 montrent les résultats du rapport $(F/\tan\phi)$ en fonction du rapport a/B . La ligne supérieure du graphique représente le mécanisme de déformation plane, et sa partie

horizontale décrit les résultats obtenus lorsque le mécanisme augmente à une grande profondeur de $(c/\gamma H \tan \phi)$ pour deux inclinaisons de pente β (30° et 45°) et la hauteur normalisée de la pente (B/H) .

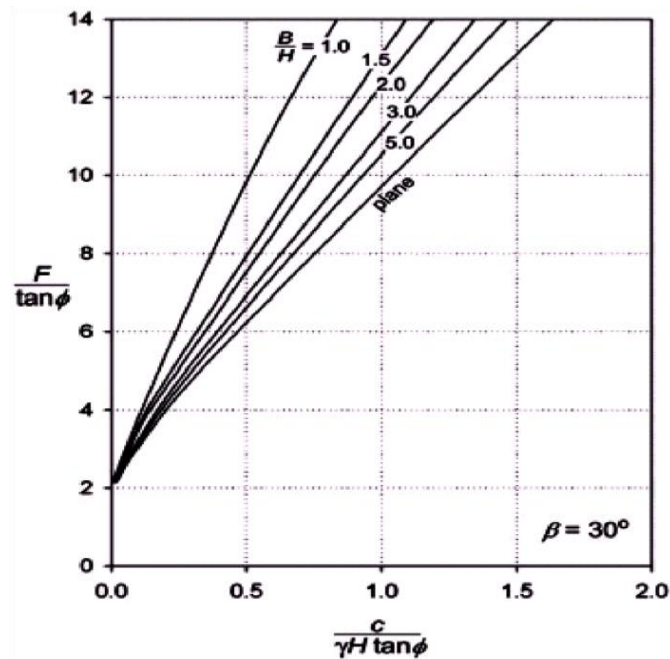


Figure 3.27 : Variation de la charge limite $(F/\tan \phi)$ en fonction de rapport $(c/\gamma H \tan \phi)$ pour $\beta=30^\circ$, d'après Michalowski (2010).

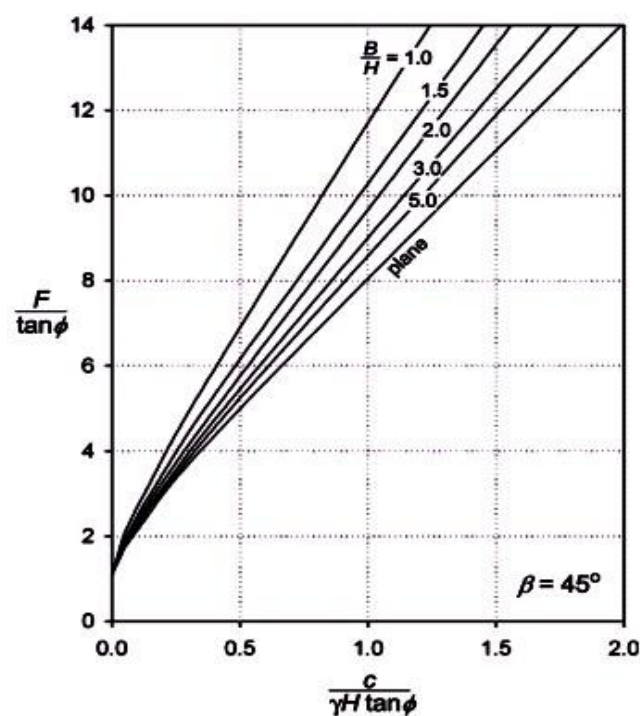


Figure 3.28 : Variation de la charge limite $(F/\tan \phi)$ en fonction de $(c/\gamma H \tan \phi)$ pour $\beta=45^\circ$, d'après Michalowski (2010).

Dans le cas d'une fondation placée à proximité d'une pente d'angle $\beta=45^\circ$ et le sol caractérisé par un angle de frottement $\phi=15^\circ$, la figure 3.29 illustre les résultats du rapport $(\gamma H/c)$ en fonction de (B/H) pour différents rapports $(P/\gamma H)$.

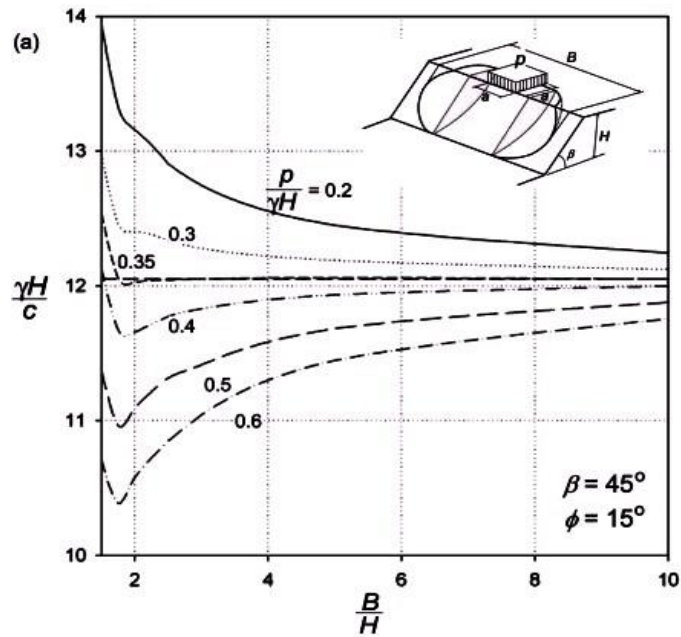


Figure 3.29 : Variation du rapport $(\gamma H/c)$ en fonction (B/H) pour $\beta=45^\circ$ et $\phi=15^\circ$, d'après Michalowski (2010).

La Figure 3.30 présente les résultats de rapport (b/B) la largeur de la plaquette, en fonction (B/H) la contrainte globale sur la largeur du mécanisme. Pour deux angles de frottement de sol $\phi=15^\circ$ et 30° dans le cas d'une fondation située à proximité d'une pente d'angle $\beta=45$. Dans tous les cas, le mécanisme le plus critique a atteint la contrainte globale sur la largeur du mécanisme (B/H) .

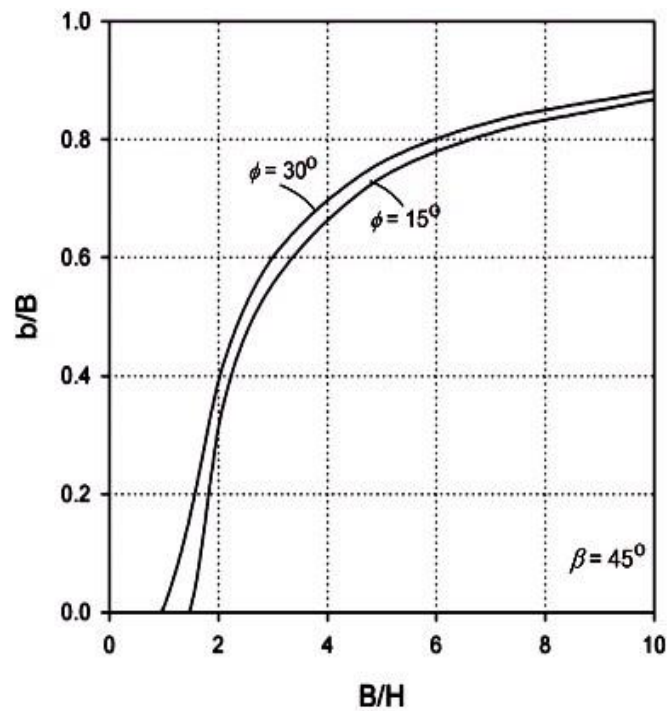


Figure 3.30 : Variation du rapport (b/B) en fonction (B/H) pour $(\beta=45^\circ)$ et $(\phi=15^\circ$ et $30^\circ)$. Michalowski et al. (2010).

3.2.2. Influence d'une cavité au-dessous d'une fondation superficielle

Les cavités souterraines peuvent se former de différentes manières et peuvent être classées en deux grandes catégories : les cavités naturelles et les cavités artificielle. Les cavités naturelles sont des formations souterraines qui se sont formées naturellement, souvent au fil du temps, par des processus géologiques tels que la dissolution de roches solubles comme le calcaire, le gypse ou le sel. Les cavités naturelles peuvent être trouvées dans différentes formations géologiques comme les karsts, les grottes volcaniques, les cavernes marines, les dolines, les gorges, etc. Les cavités artificielles sont créées par l'homme pour diverses raisons, telles que, le creusement de tunnels, la construction de métros, la création de caves et de tunnels de stockage, la mise en place de conduites souterraines, etc.

Les conduites enterrées sont essentielles pour le transport des services publics dans les zones urbaines du monde entier en raison de la disponibilité limitée des terres et de la croissance rapide de la population. Les constructions se trouvent généralement au-dessus de ces conduites, L'interaction sol-conduite est un aspect essentiel de la géotechnique liée sur le comportement de l'infrastructure. La compréhension de l'interaction sol-conduite est importante pour assurer la stabilité des conduites est les ouvrages existants, ainsi que pour évaluer leur comportement sous pression. Marston et Anderson ont été les premiers à étudier ce problème et ont fourni une solution analytique pour estimer la contrainte verticale sur les conduites enterrées. Depuis lors, plusieurs chercheurs ont étudié l'interaction sol-conduite en utilisant diverses méthodes analytiques, numériques et expérimentales pour mieux comprendre ce phénomène complexe.

À partir de la discussion de la littérature, les études sur le problème d'interaction sol-conduite peuvent être classées en fonction des types de terrain dans lesquels la conduite a été enterrées :

- Interaction sol-conduite sous un terrain horizontal.
- Interaction sol-conduite sous un terrain en pente.

3.2.2.1. Interaction sol-conduite sous un terrain horizontal

Depuis les années 1960, plusieurs études ont été effectuées pour étudier la distribution des contraintes autour des conduites enterrées et leur réponse structurelle. Elles peuvent être divisées en trois parties :

- Etudes expérimentales
- Etudes analytiques
- Etudes numériques

a. Les études expérimentales

Il est logique de constater que la capacité portante du sol diminue lorsqu'une conduite est située à proximité de la fondation. Pour étudier ce problème, Baus et Wang. (1983) ont mené des expériences sur un modèle réduit, ainsi que des simulations élasto-plastique par éléments finis en déformation plane. Le sol utilisé pour les tests a un angle de frottement interne de $\phi = 13,5^\circ$ et une cohésion de 65,6 kPa, et est classé dans la catégorie CL (argile peu plastique à faible plasticité) selon le système international de classification des sols. Les chercheurs ont examiné une fondation filante placée au-dessus d'une conduite de forme rectangulaire ou circulaire ainsi qu'une configuration sans conduite, (voir Figure 3.31). Les expériences ont été menées avec des semelles de 51 mm, 76 mm et 127 mm de largeur, avec des conduites de largeur égale à 25 mm, 152 mm, 305 mm et 584 mm,

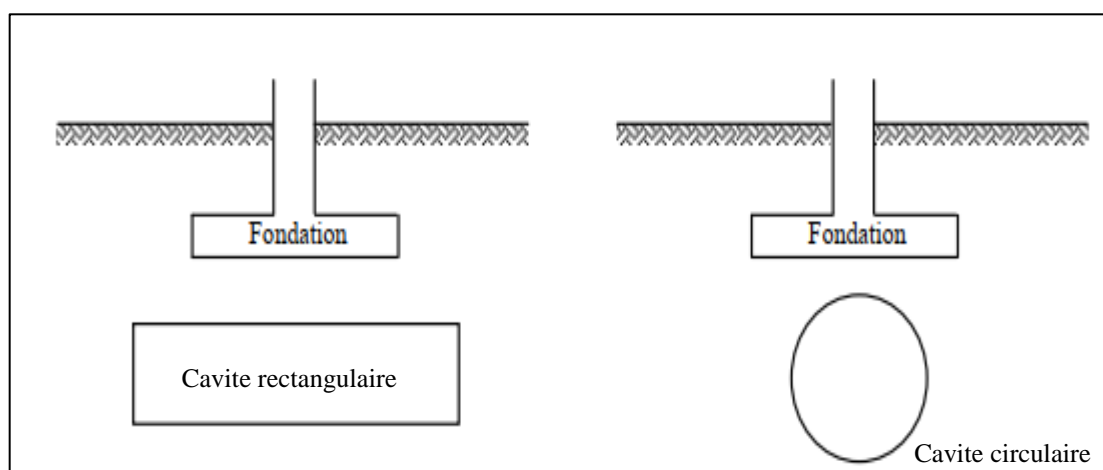


Figure 3.31 : Fondation filante au-dessus d'une cavité cas étudiés par Baus et Wang. (1983).

Les résultats de Baus et Wang présentent une comparaison entre les capacités portantes mesurées lors d'essais et celles obtenues par le calcul par éléments finis. Les résultats montrent que la capacité portante est influencée par la taille et la position de la conduite et que l'influence de la cavité sur la capacité portante disparaît lorsque la profondeur de la conduite est supérieure à une valeur critique.

Badie et Wang. (1985) ont réalisé une étude visant à évaluer l'impact d'une conduite circulaire excentrée sur la capacité portante d'une semelle, sous l'effet d'une charge verticale centrée. Pour cela, ils ont utilisé le modèle réduit développé par Baus et Wang. (1983). Les essais ont été effectués sur une argile (kaolinite) présentant un angle de frottement interne $\phi = 8^\circ$ et une cohésion de $c = 158,7$ kPa. Pour évaluer le rapport entre la capacité portante de la fondation avec et sans cavité, dans le cas d'une semelle filante et carrée et pour différentes profondeurs de la cavité, les résultats indiquent que la présence d'une conduite a une plus grande influence sur la capacité portante d'une semelle filante par rapport à une fondation carrée.

Badie et Wang. (1985) ont comparé les courbes charge-déplacement obtenues par des essais et des analyses numériques en utilisant des calculs élasto-plastiques, et ont constaté que les résultats numériques étaient en très bon accord avec les résultats des essais expérimentaux.

Srivastava et al (2013) ont mené une étude visant à examiner l'effet de l'interaction sol-conduite sur le comportement d'une fondation circulaire située au-dessus d'une conduite en PVC souple enterré dans un terrain horizontal. Des essais ont été réalisés afin de déterminer le tassement et la capacité portante de la fondation pour différentes densités du sol entourant la conduite ainsi que pour différentes rigidités du conduit.

Il a été observé que le comportement et la capacité portante de la fondation s'amélioraient lorsqu'elle était située au-dessus d'un conduit flexible enterré dans un sol sableux lâche à moyennement dense. À l'inverse, des résultats inverses ont été constatés dans le cas d'un sol très dense. L'étude a conclu que l'interaction sol-conduite, définie en termes de la rigidité relative du matériau de la conduite et du sol adjacent, affectait significativement le tassement du sol entre la conduite enterré et la surface du sol.

Bryden et al. (2015) ont effectué des tests en utilisant une centrifugeuse pour évaluer le comportement de conduit souple en plastique renforcé par les fibres, enterrés à faible profondeur sous le sol, sous les charges de surface et de remblai. Les résultats expérimentaux ont été comparés à l'approche de Gumbel. (1983).

Des écarts ont été observés dans les résultats, ce qui indique que l'interface sol-conduite jouait un rôle significatif dans les problèmes d'interaction sol-conduite. Il a également été observé que la partie supérieure de la conduite enterrée était la région la plus affectée en termes des forces normales et de poussée axiale lorsqu'elle était enterrée à faible profondeur. Lors que la profondeur augmente, l'effet de la charge appliquée sur la conduite enterrée diminue lorsqu'elle dépasse deux fois le diamètre de la conduite.

Bildik et Laman. (2015) ont utilisé des transducteurs de déflexion pour étudier l'effet de la profondeur d'enfouissement de la conduite et de sa distance horizontale par rapport à la fondation sur la capacité portante de la fondation. Les résultats ont montré que la capacité portante de la fondation c'est considérablement amélioré lorsque la profondeur d'enfouissement de la conduite a été augmentée, Bildik et Laman. (2019) ont également utilisé des jauges de contrainte pour étudier l'effet des paramètres mentionnés précédemment sur les contraintes générées sur la conduite lorsqu'il est enfoui sous la semelle de surface, figure (3.32).

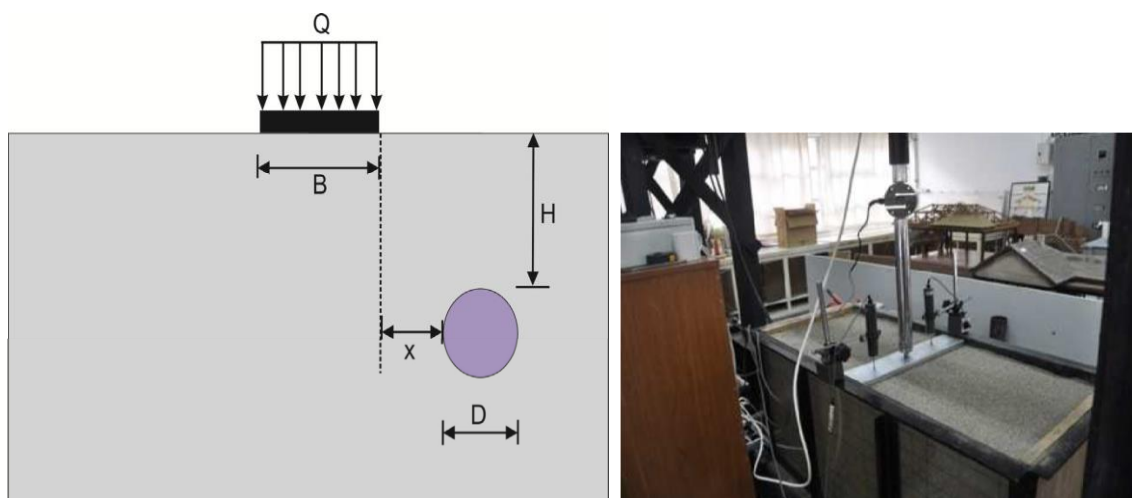


Figure 3.32 : Les paramètres étudiés et le dispositif expérimental, Bildik et Laman. (2019).

Les contraintes générées sur l'axe vertical de la conduite ont été observées pour être nettement supérieures aux contraintes au niveau de l'axe latéral, Cela a montré que le sol sur les côtés de la conduite fournissait un support approximativement égal au conduit enterré sous un terrain horizontal.

Talesnick et Frydman. (2018) ont étudié l'effet de la charge de trafic et le sol de remblai sur la distribution des contraintes autour d'une conduite en polyéthylène haute densité (HDPE) et sa réponse structurelle. Les résultats de l'étude montrent que les conduites enterrées subissent des charges de trafic plus élevées pendant la phase de construction, L'étude a également fourni des corrélations entre les déflexions verticales et horizontales et les mesures des contraintes générées sur l'axe vertical de la conduite pour aider les ingénieurs praticiens à faire des prévisions pour des conditions similaires.

Alarifi et al. (2021) ont effectué des tests expérimentaux à grande échelle pour analyser l'interaction sol-conduite dans un sable moyennement dense. Le déplacement latéral du sol a été utilisé pour créer des contraintes sur la conduite en HDPE, qui ont ensuite été mesurées à l'aide de cellules de pression situées dans la zone active autour du conduit enterré, les résultats montrent que les contraintes les plus élevées autour de la conduite se sont produites avant d'atteindre la résistance maximale du sol de remblai. Il a aussi été observé que la pression latérale augmentait régulièrement de la conduite avec la mobilisation du sol environnant.

Il a été conclu qu'une compréhension globale des pressions actives autour d'une conduite est essentielle pour évaluer la déformation de la conduite et la gestion des risques. De plus, l'étude mentionne que ce comportement peut être différent dans le cas des sols et des conduites aux propriétés variables.

L'étude menée par Kiyosumi et al. (2011) pour examiner le comportement des fondations peu profondes sur des roches calcaires contenant des vides, Figure (3.33).

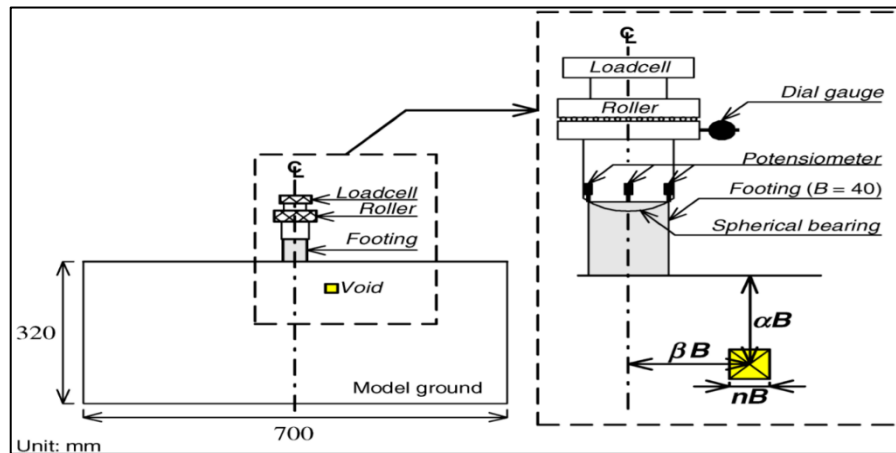


Figure 3.33 : Dispositions de chargement et spécification du vide par rapport à la semelle, Kiyosumi et al. (2011).

Les résultats montrent que la présence d'un seul vide entraîne trois modes de rupture différents, en fonction de la dimension et l'emplacement de vide : une rupture préjudiciable sans effondrement de vide, une rupture importante avec effondrement de vide et un effondrement de vide sans rupture importante. Figure (3.34).

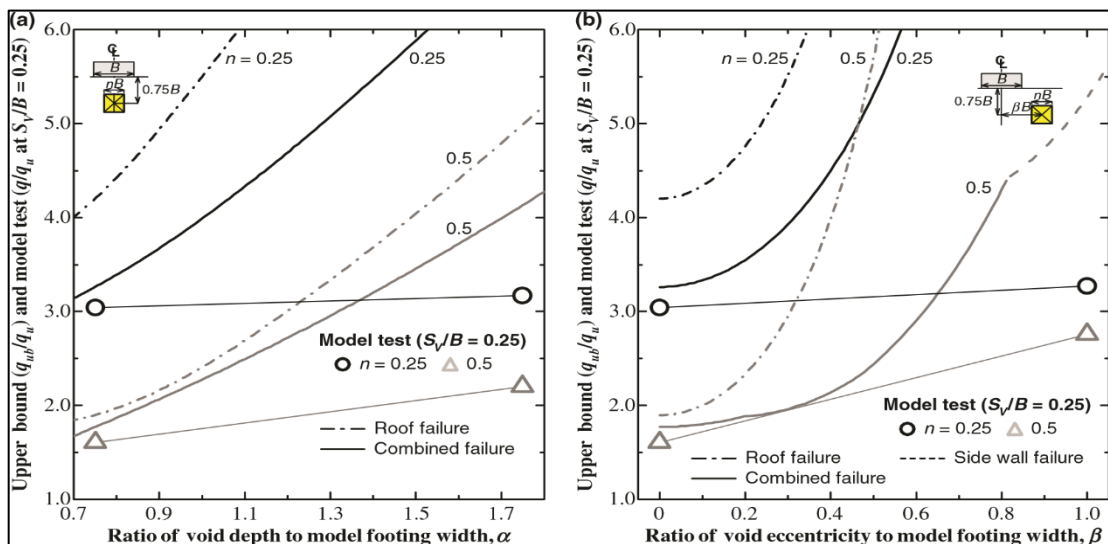


Figure 3.34 : Comparaison de l'effet du vide entre le calcul expérimental et le calcul de la limite supérieure : (a) vide central, (b) vide décentré, Kiyosumi et al. (2011).

Saadi et al. (2020) ont mené une étude expérimentale pour étudier l'impact de l'interférence sur la capacité portante de doubles fondations adjacentes sur un sol granulaire avec des cavités. L'étude expérimentale sur modèles réduits pour objectif de fournir des données sur l'impact de l'effet des cavités souterraines sur la capacité portante des fondations superficielle.

Le rapport d'espacement des fondations variait de (1B) à (5B) (où B est la largeur de la fondation de 10 cm), le rapport H entre les fondations et les cavités variait de (0.5H à 3H) (avec H=B), et le rapport d'espacement des cavités variait de (L à 5L), (avec un diamètre de cavité de 11 cm) figure (3.35).

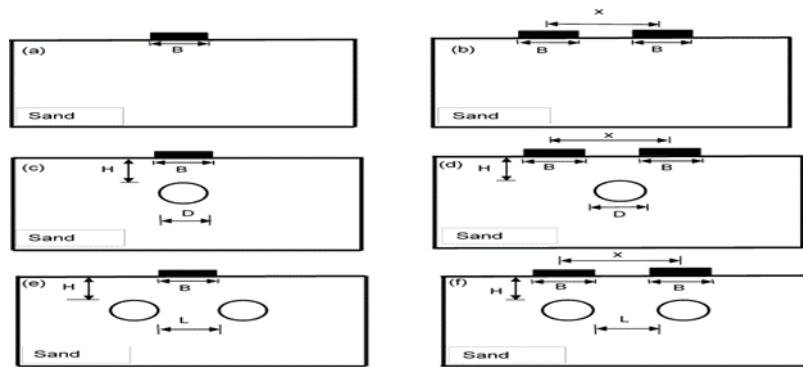


Figure 3.35 : Modèles utilisés et les différents cas étudiés.

Les résultats ont permis de conclure que la présence des cavités souterraines a un effet significatif sur la capacité portante des fondations superficielles, la stabilité de la fondation dépend de plusieurs facteurs, notamment la profondeur entre la fondation et la cavité, une augmentation de la capacité portante a été observée avec l'existence d'une cavité pour $H/B = 3$, $H/B = 2$, $H/B = 1$ et $H/B = 0,5$, figure (3.36). Ainsi que la capacité portante diminuait lorsque la divergence entre les fondations et les cavités était faible. En outre, une augmentation excessive du tassement a été observée lorsque les cavités étaient convergentes. Les résultats montrent que l'effet d'interférence est maximal lorsque la distance entre les fondations et les cavités est de ($H/B=3$) et la distance entre les fondations est de ($x/B=1,5$). La présence de cavités avec $H/B = 2$ minimise l'effet d'interférence. Les résultats ont également montré un changement radical dans les facteurs d'efficacité lorsque la distance entre les semelles et les cavités est de ($H/B=1$). Figure (3.37).

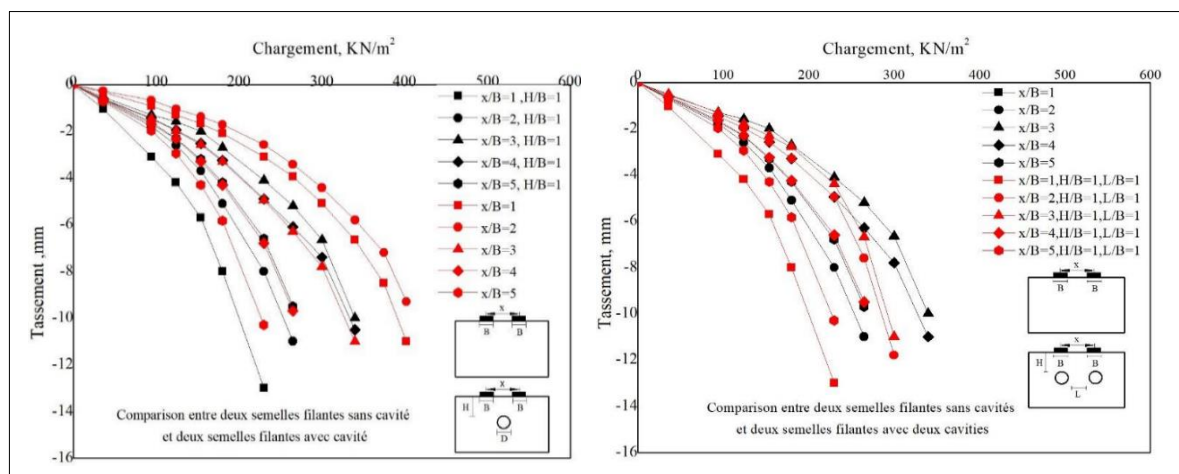


Figure 3.36 : Courbe chargement-tassement, Saadi et al. (2020).

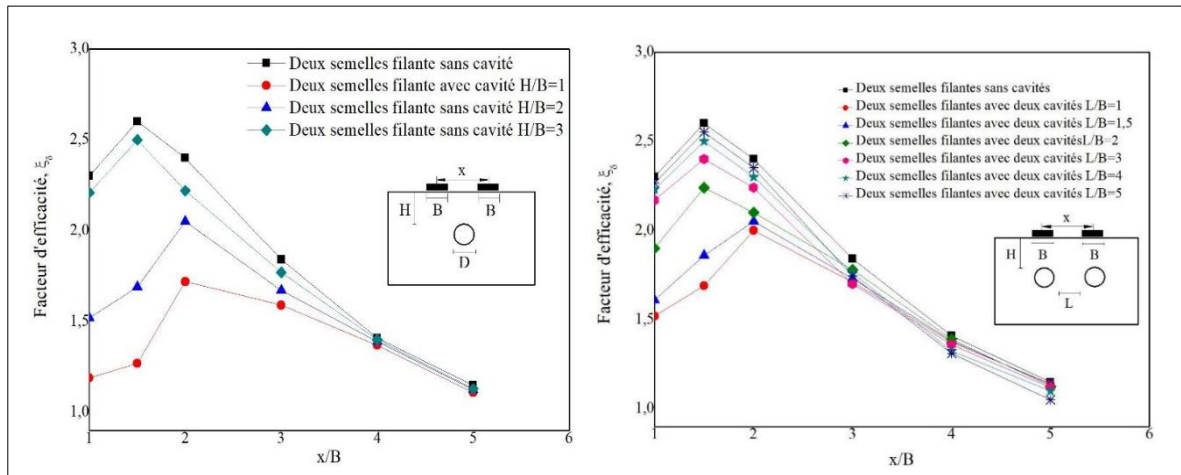


Figure 3.37 : Variation du facteur d'efficacité $\xi\gamma$ en fonction de x/B , Saadi et al. (2020).

b. Les études numériques

Les études menées par feng et al. (2006) et Kiyosumi et al. (2007) utilisent le logiciel PLAXIS basé sur la méthode des éléments finis pour étudier l'effet d'une cavité carrée sur la capacité portante d'une fondation filante créée sur des sédiments calcaires. Les paramètres étudiés étaient l'excentricité de la cavité (c'est-à-dire sa position décalée par rapport à la fondation), et la profondeur de la cavité. Les résultats numériques ont permis de déterminer un coefficient réducteur de portance R , qui est le rapport de la capacité portante d'une fondation située au-dessus d'une cavité à la capacité portante de la même fondation établie sur le même sol sans cavité. La Figure (3.38) montre que le coefficient R diminue avec l'augmentation de la profondeur et de l'excentricité de la cavité. Les valeurs les plus élevées du coefficient R ont été obtenues pour une cavité peu profonde et centrée sous la fondation.

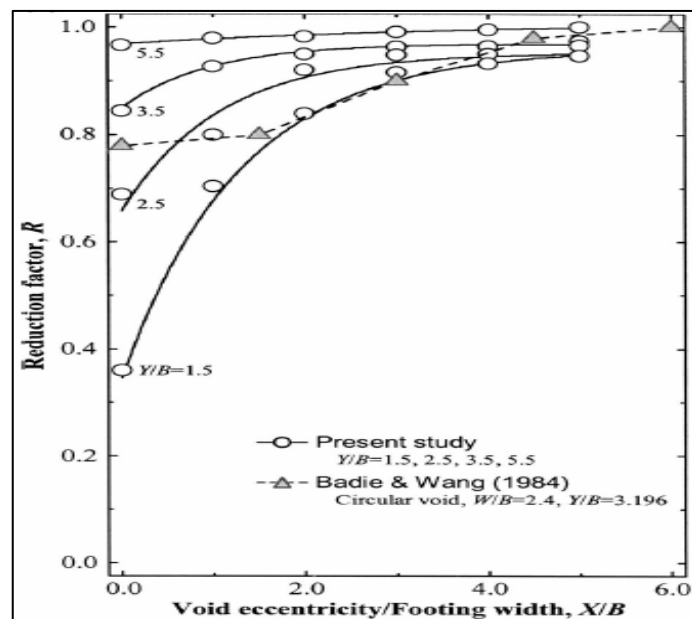


Figure 3.38 : présente la variation du coefficient réducteur de portance R en fonction de l'excentricité et de la profondeur de la cavité selon Kiyosumi et al. (2007).

Ces résultats soulignent l'importance de prendre en compte la présence de cavités dans le dimensionnement des fondations filantes. Les résultats peuvent être utiles pour les ingénieurs en génie civil dans la conception de fondations dans des régions où les cavités sont fréquentes.

Lee et al. (2014) ont mené une étude numérique à l'aide de la méthode des éléments finis pour étudier l'effet des cavités souterraines sur la capacité portante des fondations superficielles. Ils ont modélisé une fondation reposant sur une couche de sol homogène avec une cavité de formes et de tailles variables située directement sous le centre de la fondation. La figure (3.39) montre les géométries et les paramètres considérés dans le modèle réalisé par Lee et al. Les configurations d'un seul vide, de doubles vides symétriques et de doubles vides parallèles ont été prises en compte. Dans la figure 1, (α) représente le rapport de profondeur de vide, (β) et (s) représentent l'excentricité d'un seul vide par rapport à l'axe des semelles et la distance horizontale entre deux centres de vide, respectivement.

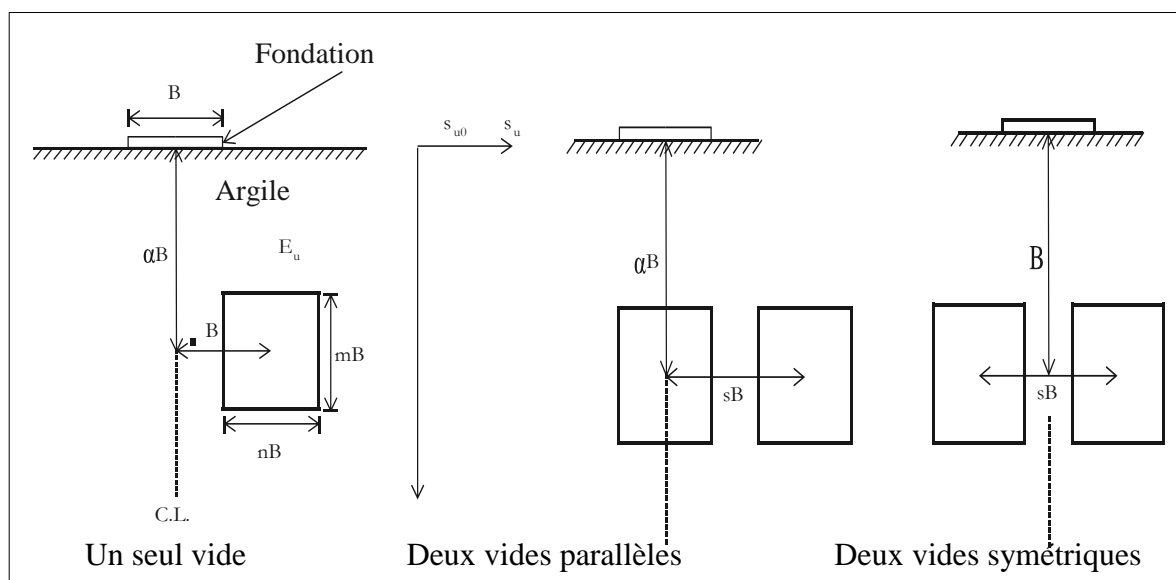


Figure 3.39 : Définition du problème (modifiée à partir de Kiyosumi et al).

Les résultats obtenus montrent que la capacité portante est liée aux distances verticales et horizontales entre les vides et les semelles, à la largeur et à la hauteur de la cavité, ainsi qu'à l'espacement entre les deux vides. Pour les vides carrés simples, ils ont conclu que le facteur de capacité portante augmente linéairement avec l'augmentation des distances verticales et horizontales entre les vides (α et β) jusqu'à un certain emplacement critique de la cavité (α_{cr} et β_{cr}), à partir de laquelle le facteur de capacité est constant. Dans le cas d'une semelle centrée sur des vides rectangulaires simples, pour une valeur donnée de α , le facteur de capacité portante diminue généralement avec l'augmentation de la largeur des vides. Pour les doubles vides, le facteur de capacité portante diminue avec la diminution de l'espacement entre les deux vides.

La réduction du facteur de capacité résultant de l'effet d'interférence est plus prononcée dans la configuration symétrique que la configuration parallèle, Figure (3.40). Il a été démontré que pour éliminer l'effet d'interférence des vides, l'espacement entre les deux vides doit être supérieur à une certaine distance critique s_{cr} . Pour la configuration symétrique, la valeur de s_{cr} diminue de façon continue avec une augmentation de α . Pour la configuration parallèle, cependant, la valeur de s_{cr} est indépendante de α .

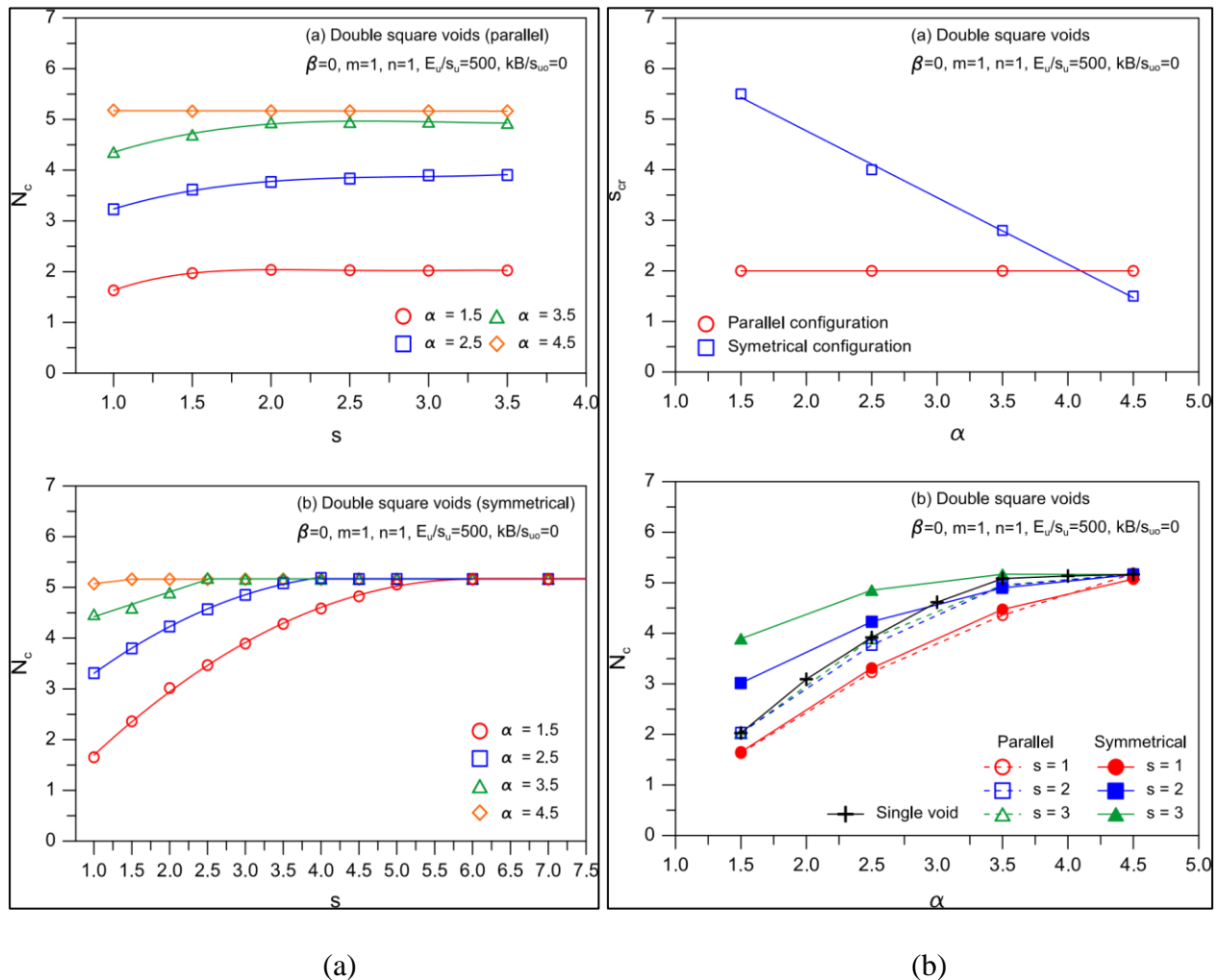


Figure 3.40 : (a) Facteur de capacité portante des semelles filante au-dessus des vides doubles (b) Comparaisons du facteur d'espacement critique et de la capacité portante non drainée pour les vides doubles avec des configurations parallèles et symétriques, Lee et al. (2014).

Al-Jazaairry et Sabbagh. (2017) ont utilisé le logiciel PLAXIS 2D pour examiner numériquement l'effet de deux cavités sur un pieu isolé chargé axialement reposant sur une couche argileuse, figure (3.41). Le critère de rupture de Mohr-Coulomb a été utilisé pour simuler le comportement du sol. Les résultats ont montré que la présence de cavités dans le sol réduisait la capacité ultime du pieu, et que cette réduction variait en fonction de la dimension et de l'emplacement des cavités.

L'augmentation du diamètre des cavités diminue considérablement la capacité ultime du pieu. Il a également été constaté que la capacité ultime du pieu augmente avec le rapport de la profondeur d'enfouissement à la largeur de la pieu, figure (3.42).

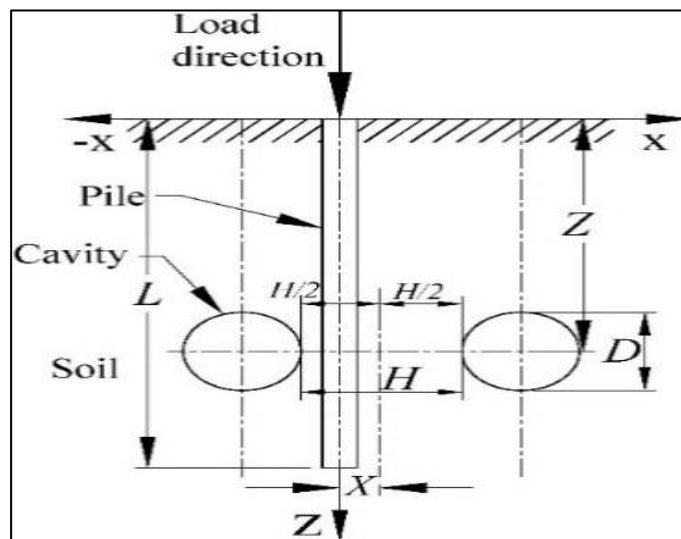


Figure 3.41 : la géométrie du model utilise par Al-Jazaairry et Sabbagh. (2017).

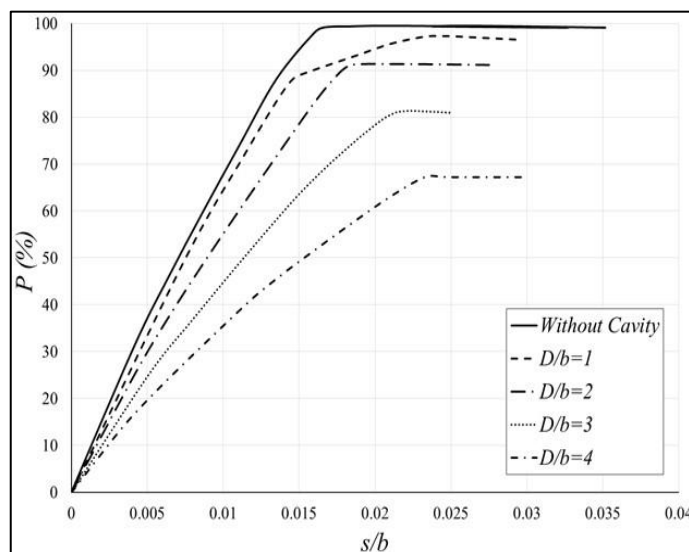


Figure 3.42 : Variation de la charge par rapport le tassement pour différentes tailles de cavités.

L'étude de Xiao et al. (2018) a utilisé la méthode des éléments finis (FE) et logiciel OptumG2 pour mener des analyses numériques visant à déterminer la stabilité non drainée d'une semelle filante de largeur B au-dessus de vides reposant sur une bicouche d'argiles d'épaisseur H et de contrainte de cisaillement non drainée c_{u1} . La couche supérieure repose sur une couche d'argile qui a une profondeur infinie et une contrainte de cisaillement non drainée c_{u2} . Comme illustré sur la figure (3.43). Les résultats obtenus permettent de tirer plusieurs conclusions. Le facteur de capacité portante non drainé N_s augmente avec l'augmentation du rapport de contrainte de cisaillement non drainée c_{u1}/c_{u2} . Pour un système d'argile mou-dur ($c_{u1}/c_{u2} < 1$), la valeur de N_s diminue avec une

augmentation de H/B , tandis que pour une argile homogène ($c_{u1}/c_{u2} > 1$), la valeur de N_s augmente avec l'augmentation de H/B . Des équations sont également fournies pour calculer N_s . Pour une argile homogène simple ($c_{u1}/c_{u2} = 1$).

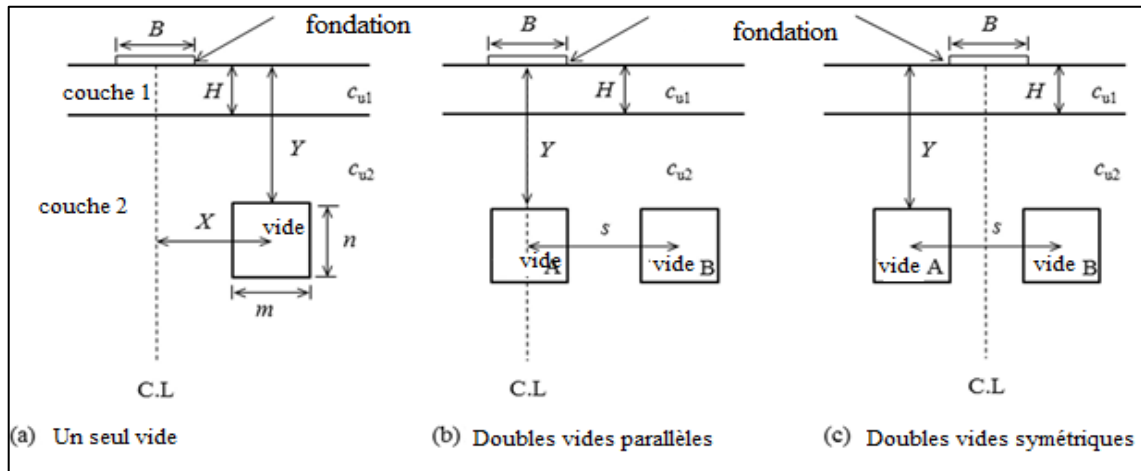


Figure 3.43 : montre le problème précédant et définit les principaux paramètres géométriques de vide, Xiao et al. (2018).

Pour des vides carrés simples, la valeur de N_s augmente avec l'augmentation de (Y/B) et (X/B) , et atteint une valeur constante, ce qui indique que l'existence du vide n'affecte pas la capacité portante non drainée. Pour des vides rectangulaires simples, la valeur de N_s diminue linéairement avec l'augmentation de (m/B) , mais la hauteur du vide (n/B) à un effet négligeable sur N_s , Figure (3.44).

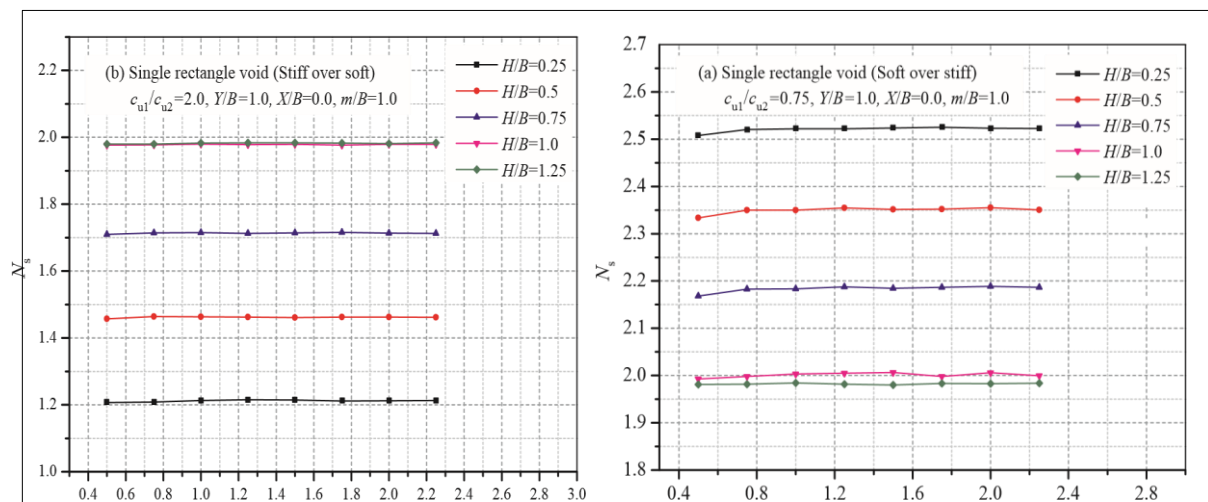


Figure 3.44 : Effet de la hauteur du vide sur le facteur de capacité portante non drainé N_s , Xiao et al. (2018).

Plusieurs mécanismes de rupture sont présentés pour expliquer l'effet des vides, Pour deux vides, la valeur de N_s augmente avec l'augmentation de (s/B) , quelle que soit la configuration parallèle ou symétrique. Les modes de rupture pour les configurations parallèles sont similaires à ceux d'un

seul vide. Par conséquent, la valeur de (s/B) pour les configurations parallèles est plus grande que pour les configurations symétriques lorsque N_s atteint une valeur constante figure (3.45).

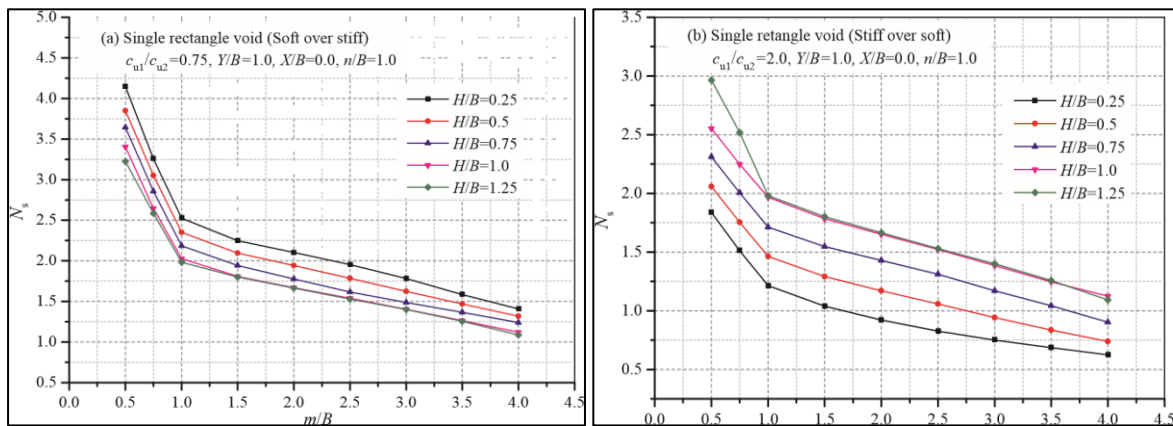


Figure 3.45 : Effet de la largeur du vide sur le facteur de capacité portante non drainé N_s , Xiao et al. (2018).

Kapoor et al. (2019) étudier, l'effet d'une cavité sur un sol renforcé par les géogridde à différentes profondeurs. Une analyse a été effectuée pour déterminer la capacité portante et le tassement d'une semelle reposant sur une surface renforcée par une géogridde, figure (3.46).

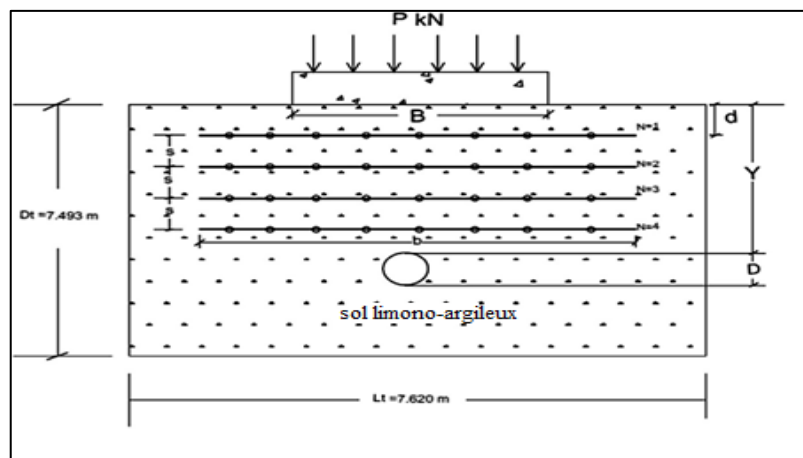


Figure 3.46 : Model de la semelle rectangulaire sur un sol renforcé par des géogriddes avec cavité, Kapoor et al. (2019).

Le package d'éléments finis PLAXIS-2D (v8) avec le modèle de Mohr-Coulomb a été utilisé pour analyser la rupture élastique a été utilisé, et les résultats obtenus étaient cohérents avec la littérature disponible pour étudier l'impact du nombre de couches de géogriddes, de l'espacement entre les couches, de l'emplacement et de la taille de la cavité (0,1B, 0,25B et 0,5B) ainsi que de la profondeur de la semelle. Les résultats montrent que la profondeur optimale du premier lit de renforcement était d'environ 0,5 fois la largeur de la semelle. Par conséquent, la profondeur de 0,5B a été considérée pour différents nombres de nappes de géogriddes. L'amélioration maximale de la

capacité portante pour un sol renforcé sans cavité de sol cohésif pour $N = 4$ était de 25,27%. La diminution en pourcentage de la capacité portante pour le renforcement avec une cavité de diamètre 0,1B, 0,25B et 0,5B était respectivement de 23,14%, 17,07% et 15,83%. L'augmentation du diamètre de la cavité a entraîné une diminution notable de la capacité portante de la fondation à une profondeur constante de la cavité par rapport à la largeur de la semelle, figure (3.47).

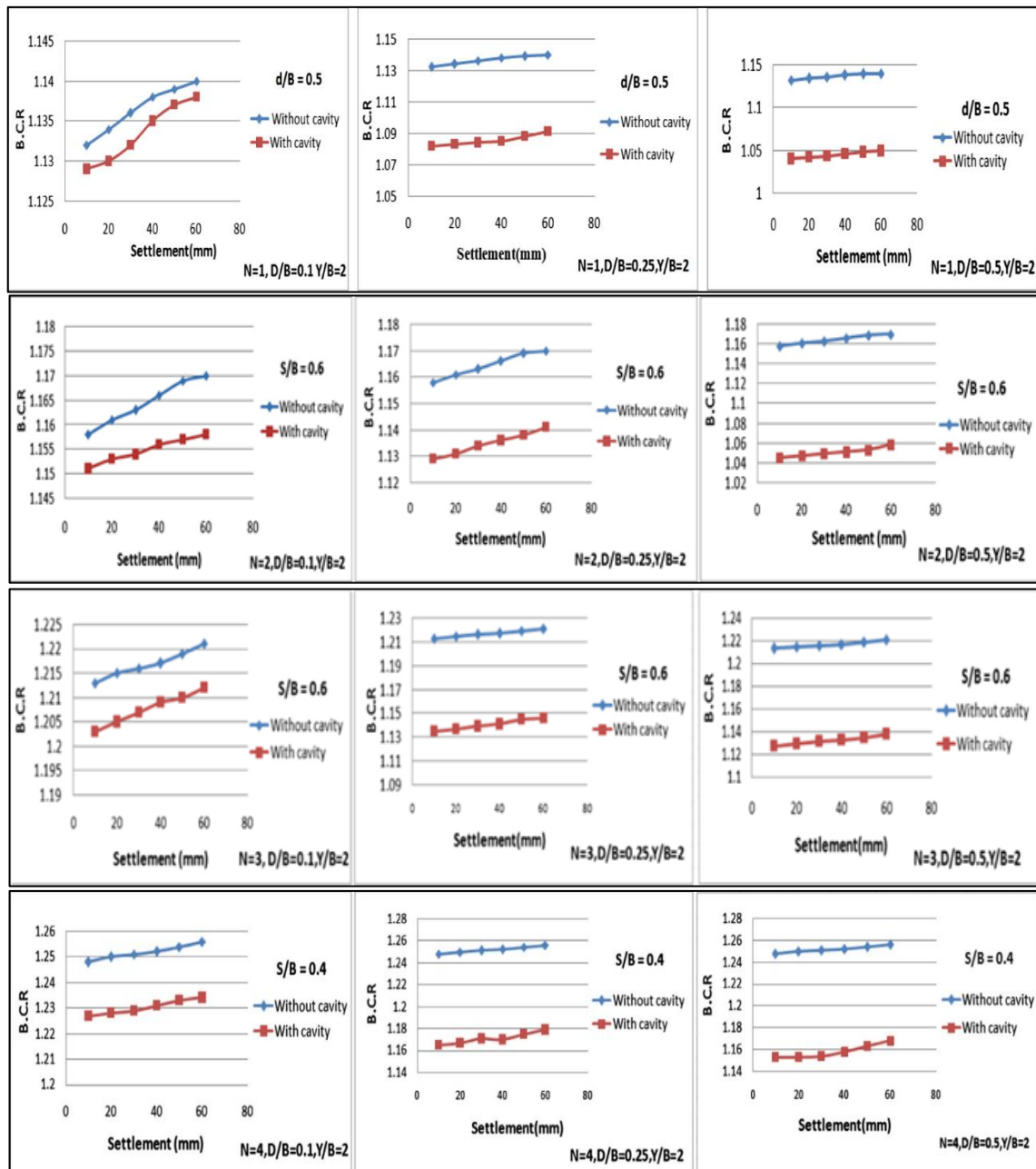


Figure 3.47 : Courbe de la capacité portante du fondation (B.C.R) pour $N = 1- 2-3-4$, $D/B = 0,1, 0,25, 0,5$, $Y/B = 2$, Kapoor et al. (2019).

Zhu et al. (2018) ont étudié la distance de sécurité d'une conduite enterré à partir de la crête d'une pente de sol en considérant les fuites. Une étude numérique des pentes de sol qui se produisent suite à une fuite de la conduite à différentes distances par rapport à la crête de la pente, a été réalisée

à l'aide du programme d'éléments finis Seep/W. La densité du sol et les conditions aux limites de la pente ont été variées, et la distance de sécurité de la conduite par rapport à la crête de la pente a été tracée sous forme de diagrammes de stabilité de la pente.

L'étude a conclu que la distance de sécurité de la conduite par rapport à la crête de la pente dépend de la géométrie de la pente, de la perméabilité du sol et le temps d'infiltration, Pour une pente de sol avec un angle de 35° de la pente et une hauteur de 15 mètres, une distance de sécurité recommandée de 2 à 3 fois la hauteur de la pente en cas de fuite continue de la conduite a été recommandée.

Jahromi et al. (2018) ont étudié le comportement des conduites dans les pentes sableuses soumises à une charge dynamique. La recherche a été menée sur trois modèles en laboratoire sous forme de boîte simulant trois profondeurs différentes d'enfouissement des conduites, Chaque modèle contenait quatre conduites en aluminium enterrés sous le sable. Les conduites ont été placés dans la partie inférieure de la pente, dans la partie supérieure de la pente et dans la crête. Les modèles ont été montés sur une table vibrante de (4 m x 4 m) pour générer des glissements de terrain induits par des séismes. Des jauges de contrainte ont été fixées sur les côtés des conduites enterrés. On a mesuré l'effet de la profondeur d'enfouissement sur les déformations des conduites et les variations de la réponse de la pente. Des caméras vidéo et des capteurs électroniques ont été utilisés pour enregistrer et contrôler les résultats, figure (3.48).



Figure 3.48 : Modèle et dispositif de table vibrante, Jahromi et al. (2018).

Les résultats ont montré qu'à chaque augmentation de la profondeur d'enfouissement, les valeurs de déformation des conduites diminuaient pour les conduits situés au pied et dans la partie inférieure de la face de la pente. Par conséquent, il a été suggéré que si une conduite doit être placée dans la moitié inférieure de la pente, il doit être enterré à des profondeurs plus importantes. Par contre, les deux autres conduites situées à la crête et dans la partie supérieure de la pente présentent un comportement opposé et il a été suggéré de les enterrer à de faibles profondeurs. De plus, il a

également été signalé que les contraintes horizontales avaient un impact majeur sur toutes les conduites à faible profondeur.

Wadi et al. (2015) ont mené une étude numérique pour analyser la réponse structurelle des caniveaux circulaires en acier ondulé enterrés sous un terrain en pente. En utilisant le logiciel PLAXIS 2D, le modèle de Mohr-Coulomb a été adopté pour définir les paramètres du sol. Les caniveaux enterrés ont été modélisés comme des éléments de plaque, dont les propriétés matérielles ont été définies en termes de rigidité de flexion et de rigidité axiale. Pour la validation, le modèle numérique a été comparé aux mesures de terrain de divers caniveaux circulaires enterrés en Europe. La figure (3.49) illustre le schéma du problème examiné dans l'étude. Les déflexions, déformations, contraintes normales et moments de flexion générés dans les caniveaux circulaires ont été étudiés à partir de la profondeur d'enfouissement et de l'angle de pente.

L'étude a conclu qu'une augmentation de la profondeur d'enfouissement réduisait l'impact de la variation de l'angle de pente sur le comportement des caniveaux. En outre, une augmentation de l'angle de pente a généralement augmenté la contrainte normale et les moments de flexion générés dans la conduite.

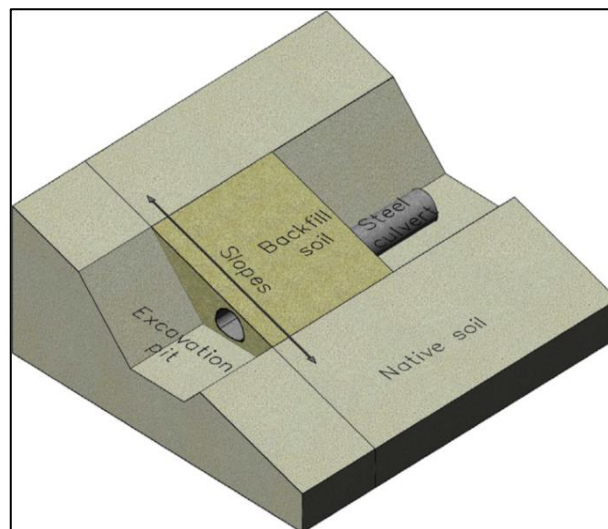


Figure 3.49 : Schéma du caniveau circulaire enterré sous un terrain en pente d'après wadi et al. (2015).

Fredj et al. (2016) ont analysé le comportement de la conduite aux mouvements de la pente, qui sont perpendiculaires à l'axe de la conduite. Le modèle numérique développé à l'aide de la technique de modélisation par éléments discrets (DEM) système de ciment mélange en profondeur, a été validé en utilisant les résultats expérimentaux d'essais sur des modèles physiques à petite échelle. L'étude a analysé les déformations qui se sont générées dans la conduite enterrée à cause des mouvements latéraux du sol.

Les résultats de l'étude montrent que la conduite est influencée par le modèle et mouvement du sol autour du conduit. L'augmentation du mouvement latéral du sol entraîne une augmentation de la déformation de la conduite. Les déformations dans les conduites dépendent de la largeur du mouvement du sol, où le pic de déformation se produit à la largeur critique du mouvement. L'étude a également conclu que la technique de modélisation numérique était un outil d'ingénierie utile pour comprendre l'interaction complexe sol-conduite

Plus tard, Wadi et al. (2016) ont utilisé les mêmes modèles numériques de caniveaux circulaires enterrés sous un terrain en pente pour étudier leur réponse structurelle aux charges d'avalanche. Les conditions de charge d'avalanche ont été simulées en termes de poids unitaire d'avalanche, de vitesse et de hauteur d'écoulement. La charge avalancheuse résultante a été simulée dans le logiciel PLAXIS 2D en termes de composantes horizontales et verticales. L'étude a montré que les contraintes normales et les moments de fléchissement générés dans les caniveaux enterrés augmentaient généralement avec l'augmentation des charges d'avalanche. L'étude a aussi montré que la rigidité des ponceaux enterrés affecte de manière significative leur comportement aux conditions de charge asymétriques.

Zhang et Askarinejad. (2018) réalise des essais sur modèle physique à petite échelle pour étudier le comportement des conduits enterrés dans une pente de sol sableux instable. Les conduits sont enterrés sous la surface inclinée et un chargement statique est appliqué sur la crête de la pente pour générer une rupture du talus. Pour analyser l'effet de la rupture du talus sur les forces subies par les conduites enterrées, quatre jauges de contrainte ont été installées à l'extérieur des conduites enterrées. En plus, une technique avancée d'analyse d'images a été utilisée pour étudier l'influence de la conduite enterrée sur les surfaces de rupture du talus et les mouvements de la conduite qui en résultent, Les résultats montrent que les facteurs de conception des conduites enterrées dans les pentes instables sont influencés par l'angle de la pente et la distance du conduit par rapport à la crête de la pente. Les conduits enterrés dans les zones de rupture potentielle des talus instables subissent des forces et des mouvements externes plus élevés. Cette analyse a permis de présenter une équation charge-déplacement du conduit, qui se présente comme suit :

$$\frac{F_N}{F_{UN}} = \frac{\frac{Y}{Y_N}}{0.3469 + 0.6394 \frac{Y}{Y_N}} \quad (3.1)$$

Où : F_N / F_{UN} = la force normale agissant sur la conduite enterrée

Y / y_u = le mouvement normal de la conduite.

Les études mentionnées ci-dessus ont examiné différents aspects de l'interaction sol-conduit dans les pentes des sols instables ou les glissements de terrain. Cependant, dans la réalité, de nombreux conduits sont enterrés dans des pentes de sol stables, et il est donc nécessaire de connaître l'interaction sol-conduit.

Khan et Shukla. (2020) ont réalisé des essais sur modèle en laboratoire pour étudier le tassement et la capacité portante d'une semelle en bois située au-dessus d'un conduit enterré dans la pente du sol. À l'aide de deux capteurs de déplacement (LVDT) installés sur les deux côtés de la semelle, on a étudié en détail les effets des conduites en (PVC-U) non plastifiées de 80 mm et 160 mm de diamètre. Le calcul analytique des mécanismes de rupture par cisaillement de la semelle a été illustré afin de comprendre l'interaction sol-conduite. L'étude a conclu que la capacité portante de la semelle était réduite d'environ 40 % lorsque les plans de rupture de cisaillement de la semelle se croisaient avec la conduite enterrée.

Pham et al. (2021) effectués une modélisation par éléments finis pour étudier l'effet des colonnes (CDM) système de ciment mélange en profondeur adjacentes à une conduite en acier enterré dans un remblai de sol. Dans le modèle numérique utilisé, une conduite a été enterré à proximité de la base d'un talus de 8 m de haut. Les colonnes (CDM) ont été simulées comme des formes rondes avec un diamètre extérieur de 0,8 m. La teneur en ciment a été simulées par 300 kg/m^3 et la conduite a été enterré à une profondeur de 2 m, à une distance de 3 m de la base du remblai. Il a été observé que l'effet de la distance de la conduite par rapport au talus sur les déplacements et les contraintes développés était causé par la flexion de l'anneau. Il a aussi été noté que la longueur des colonnes affecte également de manière significative les résultats mesurés.

3.3. Remarques conclusives

L'analyse de la littérature présentée ci-dessus a permis d'identifier les manques de recherche suivants :

3.3.1. Évaluation expérimentale de l'interaction sol-conduite dans un terrain en pente

L'analyse de la littérature a montré que plusieurs études expérimentales ont étudié l'interaction sol-conduite et ses effets sur la distribution des contraintes et le comportement des conduites enterrés sous un terrain horizontal à différents types de chargements, l'effet de l'interaction sol-conduite sur le comportement de la semelle située au-dessus du terrain horizontal est également analysé. La méthode couramment utilisée pour renforcer le sol consiste en une ou plusieurs nappes de géo synthétiques placées horizontalement sous la semelle pour créer un matériau composite avec une performance améliorée. De plus l'effet de renforcement sur la capacité portante de la fondation au-dessus du terrain horizontal. Cependant, aucune étude expérimentale similaire n'a été réalisée dans le cas des pentes de

sol. Cette étude comble cette lacune en explorant expérimentalement les aspects mentionnés ci-dessus de l'interaction sol-conduite dans un sol en pente et sous chargement statique.

3.3.2. Modélisation numérique de l'interaction sol-conduite dans un terrain en pente

Les études rapportées dans la littérature montrent qu'aucune étude numérique n'a été menée dans le passé pour étudier l'interaction sol-conduite en termes de comportement de la conduite enterré dans un terrain en pente renforcé. De plus, les autres études ne considéraient pas l'effet de la conduite enterré dans un terrain en pente sur la capacité portante de la semelle sous l'effet de charges appliquées. Cette étude examine l'effet de la charge appliquée sur l'interaction sol-conduite et les mécanismes affectant la capacité portante de la fondation dans une pente de sol renforcée.

Chapitre 04

OUTIL DE CALCUL ET LOI DE COMPORTEMENT

4.1. Aperçu

Le logiciel PLAXIS a été développé pour la première fois en 1987 à l'Université technique de Delft, dans le cadre d'une initiative du ministère allemand des travaux publics et de la gestion de l'eau. Le but initial était de créer un code d'éléments finis 2D facile à utiliser pour l'analyse des remblais de sol mou le long des rivières dans les basses terres hollandaises. Au fil du temps, PLAXIS s'est étendu pour couvrir d'autres aspects de la géotechnique afin de répondre aux besoins croissants des différentes activités géotechniques, la première version de PLAXIS pour Windows a été lancée en 1998, marquant une étape importante dans son évolution.

Le développement du module kernel pour le calcul en 3D a commencé. Après plusieurs années de développement, le programme tunnel PLAXIS 3D a été lancé en 2001, permettant ainsi l'analyse des tunnels et des structures souterraines en utilisant des méthodes numériques avancées. PLAXIS est devenu un logiciel de référence dans le domaine de la géotechnique. Il est largement utilisé par les ingénieurs et les chercheurs du monde entier pour la modélisation et l'analyse des problèmes géotechniques complexes, tels que les fondations, les excavations, les tunnels, les remblais... etc.

PLAXIS a en effet pour objectif principal de fournir un outil d'analyse géotechnique pratique pouvant être utilisé par des ingénieurs, non nécessairement experts en calcul numérique. Les calculs non linéaires par éléments finis sont souvent perçus comme laborieux et chronophages, c'est pourquoi le groupe de recherche et développement de PLAXIS a cherché à proposer un logiciel facile à utiliser, tout en s'appuyant sur des procédures théoriques.

PLAXIS est un logiciel basé sur la méthode des éléments finis, spécifiquement conçu pour les applications géotechniques. Il intègre plusieurs lois de comportement des sols qui permettent de simuler les comportements réels des sols. Le code PLAXIS et les lois de comportement qui y sont inclus ont été développés avec rigueur et soin. Des tests et des validations ont été effectués pour garantir la fiabilité du code, bien que cela ne puisse pas exclure totalement la présence d'erreurs.

En pratique, la modélisation des problèmes géotechniques à l'aide des méthodes des éléments finis implique inévitablement certaines erreurs, que ce soit lors de la modélisation elle-même ou d'ordre numérique. La précision avec laquelle le problème réel peut être approximé dépend

grandement de l'expertise de l'utilisateur en termes de modélisation du problème, de compréhension des lois de comportement utilisées et de leurs limitations, du choix des paramètres du modèle et de la capacité à interpréter correctement les résultats.

4.2. Types d'éléments utilisés par PLAXIS :

PLAXIS permet de réaliser des analyses par éléments finis en deux dimensions, avec des modèles d'éléments finis (plane-strain) ou (axisymétriques). Par défaut, le modèle est en déformations planes, qui convient aux structures ayant une section uniforme et un schéma de chargement uniforme perpendiculaire à la section (direction z). Les déplacements perpendiculaires à la section sont considérés comme nuls, ce qui signifie que les variations de la section transversale ne sont pas prises en compte. Cependant, les contraintes normales dans la direction z sont entièrement prises en compte. Les modèles axisymétriques conviennent aux structures circulaires avec un schéma de chargement réparti autour de l'axe central. En deux dimensions, le choix entre les deux types de modèles a pour effet de laisser seulement deux degrés de liberté en translation par nœud dans les directions x et y . La coordonnée x représente le rayon et la coordonnée y correspond à l'axe de symétrie pour les problèmes axisymétriques, et les coordonnées négatives ne doivent pas être utilisées dans ce cas.

4.2.1. Eléments

L'élément triangulaire à 6 nœuds et l'élément triangulaire à 15 nœuds sont des types d'éléments finis utilisés dans la méthode des éléments finis pour modéliser et résoudre des problèmes d'analyse structurale ou d'autres types d'analyses numériques figure (4.1).

L'élément triangulaire à 6 nœuds, également connu sous le nom d'élément linéaire à 6 nœuds, est un élément de base relativement simple. Il est composé de trois nœuds situés aux sommets d'un triangle. Chaque nœud possède deux degrés de liberté, généralement les déplacements dans les directions x et y . Les déformations à l'intérieur de l'élément sont interpolées linéairement entre les nœuds, ce qui signifie que l'élément à 6 nœuds offre une interpolation d'ordre 1 pour les déplacements. L'intégration numérique est généralement effectuée sur un seul point de Gauss à l'intérieur de l'élément, ce qui permet de calculer efficacement les intégrales.

L'élément triangulaire à 15 nœuds, également connu sous le nom d'élément quadratique à 15 nœuds, est une extension de l'élément à 6 nœuds. Il est composé de trois nœuds supplémentaires situés sur les milieux des côtés du triangle et de neuf nœuds situés à l'intérieur du triangle. Chaque nœud possède également deux degrés de liberté. Les déformations à l'intérieur de l'élément sont interpolées de manière quadratique, offrant une interpolation d'ordre 2 pour les déplacements. Cela signifie que

l'élément à 15 nœuds peut représenter des variations plus complexes des déformations par rapport à l'élément à 6 nœuds.

En ce qui concerne l'intégration numérique, l'élément à 15 nœuds utilise une technique d'intégration plus précise. Il effectue une intégration numérique sur 12 points de Gauss, appelés points de contrainte, répartis à l'intérieur de l'élément. Ces points sont soigneusement sélectionnés pour obtenir une meilleure précision lors du calcul des intégrales dans l'élément. L'intégration numérique sur 12 points de Gauss permet d'obtenir des résultats plus précis et plus fiables pour les calculs de contraintes et d'autres quantités d'intérêt.

En résumé, l'élément triangulaire à 6 nœuds est plus simple avec une interpolation d'ordre 1 pour les déplacements et une intégration numérique sur un seul point de Gauss, tandis que l'élément triangulaire à 15 nœuds offre une interpolation d'ordre 2 pour les déplacements et une intégration numérique plus précise sur 12 points de Gauss. Le choix entre ces deux éléments dépendra des exigences de précision et de la complexité du problème à résoudre.

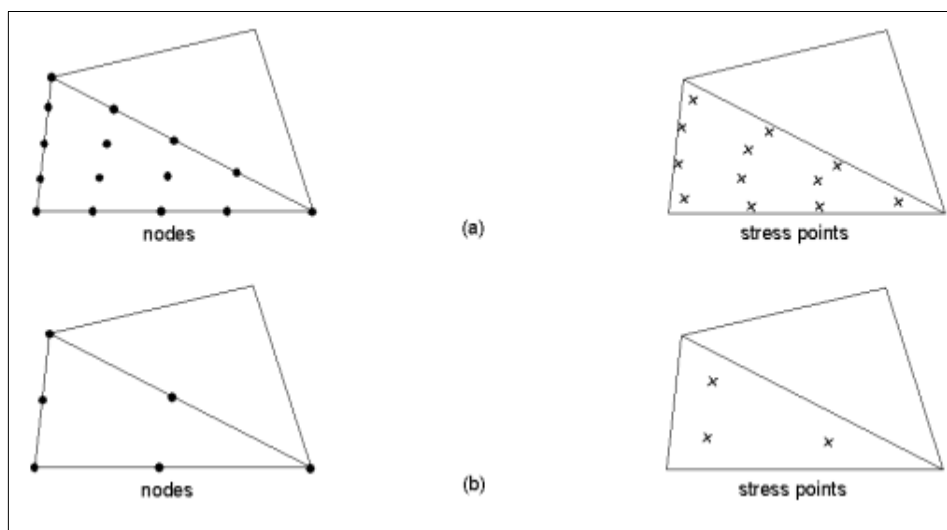


Figure 4.1 : position des nœuds et points de contraintes dans les éléments de sol.

4.2.2. Élément d'interfaces

Les éléments d'interface sont utilisés pour modéliser l'interaction entre les éléments de sol et les éléments de structure, tels que les murs, les fondations ou les dalles. Dans PLAXIS, les éléments d'interface sont définis par des paires de nœuds, qui sont connectés aux nœuds des éléments de sol et aux nœuds de la structure. L'épaisseur de l'interface est définie comme un facteur d'épaisseur virtuelle multiplié par la taille moyenne de l'élément de sol. Les points de contrainte de Newton-Cotes sont utilisés pour intégrer la matrice de rigidité des éléments d'interface, qui est déterminée en fonction de la position des paires de nœuds. Pour les éléments d'interface à 10 nœuds, cinq points de contrainte

sont utilisés, tandis que pour les éléments d'interface à 6 nœuds, trois points de contrainte sont utilisés. Les éléments d'interface permettent de modéliser avec précision les interactions entre les éléments de sol et les éléments de structure, ce qui est important pour les analyses de stabilité des fondations et des excavations, ainsi que pour les analyses de contraintes et de déformations des structures souterraines.

4.2.3. Modélisation du comportement d'un sol

Le modèle de Mohr-Coulomb est l'un des modèles les plus couramment utilisés en géotechnique pour représenter le comportement des sols et des roches soumis à des chargements. Ce modèle, élastique parfaitement plastique, nécessite cinq paramètres fondamentaux : le module d'Young, le coefficient de Poisson, la cohésion, l'angle de frottement interne et l'angle de dilatance. PLAXIS utilise le module d'Young comme module de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation peuvent également être pris en compte. Les valeurs de raideur doivent être choisies avec soin, car la plupart des géo matériaux présentent un comportement non linéaire dès le début du chargement.

4.3. Paramètres fondamentaux

4.3.1. Module de Young (E)

PLAXIS utilise le module de Young comme module de rigidité de base dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de rigidité sont également affichés. Un module de rigidité a la dimension d'une contrainte. Les valeurs du paramètre de rigidité adoptées dans un calcul requièrent une attention particulière, car de nombreux géo matériaux présentent un comportement non linéaire dès le début de la mise en charge. Dans les essais triaxiaux d'échantillons de sol, la pente initiale de la courbe contrainte-déformation (module tangent) est généralement indiquée par E_0 et le module sécant à 50 % de résistance est désigné par E_{50} voir figure (4.2).

Pour les matériaux ayant un large domaine élastique linéaire, il est réaliste d'utiliser E_0 , mais pour le chargement des sols, on utilise généralement E_{50} . Si l'on considère les problèmes de déchargement, comme dans le cas du creusement de tunnels et d'excavations, on a besoin d'un module de déchargement-rechargement (E_{ur}) au lieu de, E_{50} .

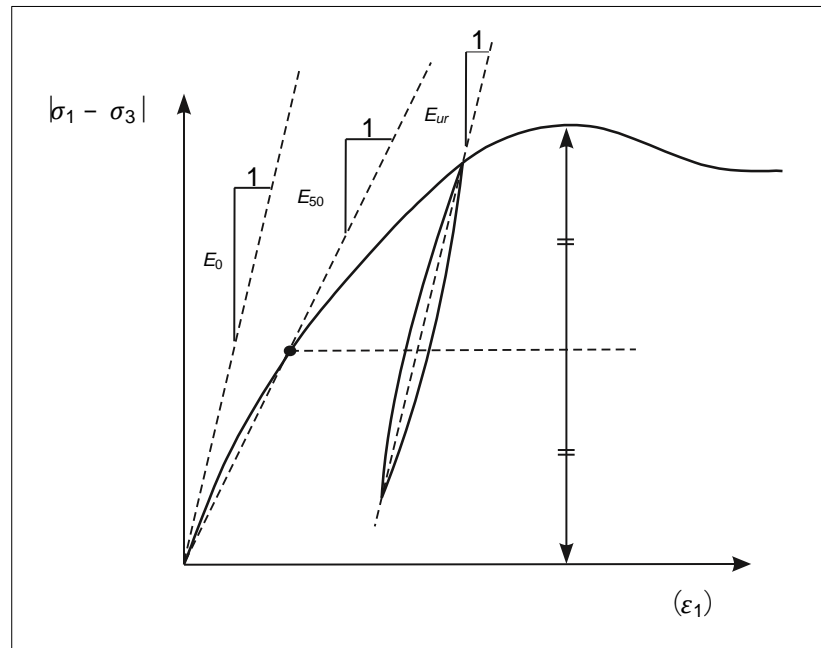


Figure 4.2 : définition de E_0 et E_{50} .

4.3.2. Coefficient de poisson (ν)

Lors des essais triaxiaux drainés standard, on peut observer une diminution significative du volume au tout début de la charge axiale, ce qui indique une faible valeur initiale du coefficient de Poisson (ν). Dans certains cas, comme des problèmes de déchargement particuliers, il peut être réaliste d'utiliser une valeur initiale aussi faible. Cependant, lorsqu'on utilise le modèle de Mohr-Coulomb, il est généralement recommandé d'utiliser une valeur plus élevée.

La sélection d'un coefficient de Poisson est particulièrement simple lorsque le modèle élastique ou le modèle de Mohr-Coulomb est utilisé pour le chargement par gravité dans des conditions de compression unidimensionnelle. Dans ce type de chargement, PLAXIS fournit des rapports réalistes de $K_0 = \sigma_h' / \sigma_v'$, où σ_h' est la contrainte horizontale et σ_v' est la contrainte verticale. Étant donné que les deux modèles donnent le rapport bien connu de $\sigma_h' / \sigma_v' = \nu / (1 - \nu)$ pour la compression unidimensionnelle, il est facile de sélectionner un coefficient de Poisson qui donne une valeur réaliste de K_0 . Par conséquent, la valeur de ν est évaluée en ajustant le rapport K_0 . Dans de nombreux cas, des valeurs de ν comprises entre 0,3 et 0,4 sont obtenues. Ces valeurs peuvent également être utilisées dans des conditions de chargement autres que la compression unidimensionnelle.

Il est important de noter que cette méthode ne permet pas de générer des valeurs de K_0 supérieures à 1, telles que celles observées dans des conditions de contrainte fortement sur consolidées.

4.3.3. Cohésion (c)

La cohésion est une mesure de la résistance au cisaillement d'un matériau et elle est exprimée en termes de contrainte. Dans PLAXIS, il est possible de modéliser des sables sans cohésion en utilisant une valeur de cohésion égale à zéro ($c = 0$). Cependant, certaines fonctionnalités pourraient ne pas fonctionner de manière optimale dans ce cas.

Pour éviter les complications, il est recommandé aux utilisateurs moins expérimentés d'entrer au moins une valeur faible pour la cohésion, par exemple $c = 0,02$ kPa. Cela permet d'assurer le bon fonctionnement des différentes options disponibles dans PLAXIS.

De plus, PLAXIS propose une option spéciale pour les couches dans lesquelles la cohésion augmente avec la profondeur. Cela permet de modéliser des conditions réalistes où la cohésion varie en fonction de la profondeur.

4.3.4. Angle de frottement interne (ϕ)

L'angle de frottement ϕ (phi) est un paramètre important utilisé dans la modélisation des sols. L'angle de frottement est utilisé pour représenter le frottement effectif du sol, en combinaison avec la cohésion effective c' voir Figure (4.3a). Cette approche peut être utilisée pour modéliser le comportement du sol drainé, ainsi que pour le comportement non drainé si le type de comportement du matériau est réglé sur Non drainé (A). Dans les deux cas, PLAXIS effectue une analyse en utilisant les contraintes effectives.

Une autre approche consiste à modéliser la résistance du sol en fixant le paramètre de cohésion égal à la résistance au cisaillement non drainé du sol, tout en utilisant $\phi = 0$ (Non drainé (B) ou Non drainé (C)) voir Figure (4.3b). Dans ce cas, le critère de rupture de Mohr-Coulomb se réduit au critère bien connu de Tresca.

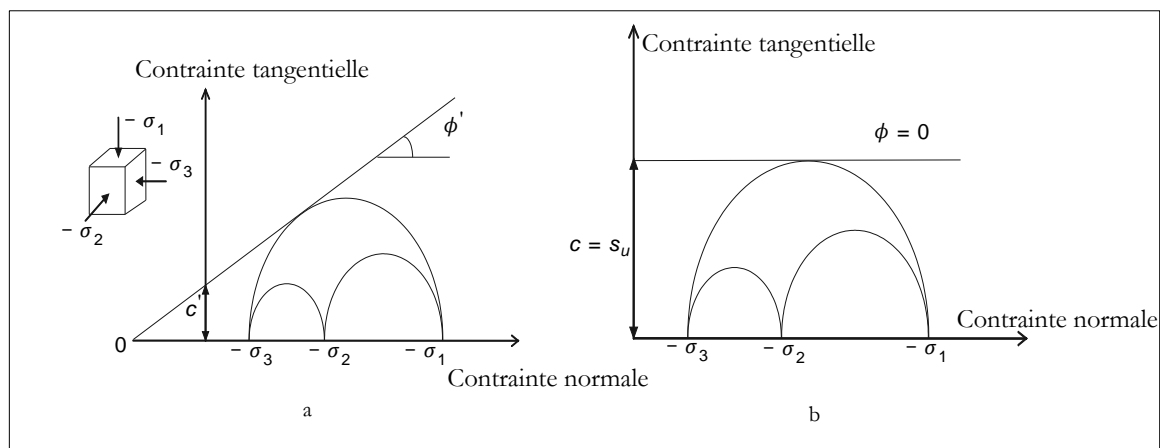


Figure 4.3 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

4.3.5. Angle de dilatance (ψ)

L'angle de dilatance est défini comme l'angle entre la direction des contraintes principales et la direction de l'axe principal de dilatance. Il est généralement noté comme ψ (psi). Un angle de dilatance positif indique une tendance à la dilatation, tandis qu'un angle de dilatance négatif indique une tendance à la contraction ou à la compaction lors du cisaillement.

L'angle de dilatance est mesuré en degrés. À moins que les couches de sol ne soient fortement sur consolidées, les sols argileux ne présentent généralement aucune dilatance (angle de dilatance = 0). La dilatance d'un sable dépend de sa densité et de son angle de frottement. Pour les sables siliceux, un ordre de grandeur typique de l'angle de dilatance est de l'ordre de quelques pourcentages par rapport à l'angle de frottement. Cependant, dans la plupart des cas, l'angle de dilatance est négligeable (nul) pour des valeurs de l'angle de frottement inférieures à 30 degrés. Une valeur négative faible pour l'angle de dilatance n'est réaliste que pour des sables extrêmement lâches.

4.3.6. Génération du maillage

Lorsque vous avez défini entièrement le modèle géométrique et attribué les propriétés des matériaux à toutes les couches et les éléments de structure, vous devez diviser la géométrie en éléments finis pour effectuer le calcul par éléments finis. Cette composition d'éléments finis est appelée un maillage d'éléments finis. Les éléments de base utilisés sont des triangles à 15 nœuds ou des triangles à 6 nœuds, ainsi que des éléments spéciaux pour représenter le comportement des structures. La génération du maillage se fait à l'aide d'une procédure robuste de triangulation, ce qui donne des maillages non structurés. Ces maillages peuvent sembler désordonnés, mais ils offrent généralement de meilleures performances numériques que les maillages structurés réguliers.

Dans les zones où des contraintes élevées ou des gradients de déformation importants sont attendus, il est souhaitable d'avoir un maillage plus précis, c'est-à-dire plus fin. En revanche, les autres parties de la géométrie peuvent ne pas nécessiter un maillage fin. Cela se produit lorsque le modèle géométrique comprend des arêtes et des coins d'éléments de structure. Dans de tels cas, PLAXIS utilise des paramètres locaux de finesse en plus du paramètre global pour contrôler la précision du maillage dans des zones spécifiques.

4.4. Recommandations pour la génération d'un maillage

Pour effectuer des calculs efficaces avec les éléments finis et créer un maillage détaillé, il est recommandé de suivre les recommandations suivantes :

- Analyse préliminaire : Effectuez une première analyse avec un maillage grossier pour évaluer la taille suffisante du modèle géométrique et identifier les zones présentant des concentrations importantes de contraintes et des gradients élevés de déformations. Ces informations seront utiles pour affiner le modèle aux éléments finis.
- Finesse globale : Choisissez la finesse globale appropriée dans le menu "Maillage" pour générer un maillage initial. Cela détermine la résolution générale du maillage.
- Raffinements locaux : Si des raffinements locaux sont nécessaires, commencez par raffiner les couches, puis les lignes et enfin les points. Cette approche permet d'ajuster la densité du maillage dans les zones spécifiques requérant une résolution plus fine. Si nécessaire, définissez des coefficients locaux de taille des éléments pour des points spécifiques. Cela permet de contrôler la taille des éléments dans les zones critiques ou qui nécessitent une résolution plus précise.

4.5. Les modèles utilisés dans PLAXIS

PLAXIS utilise différents modèles pour analyser le comportement des sols. Voici quelques modèles les plus couramment utilisés dans PLAXIS :

4.5.1. Modèle élastique linéaire :

Le modèle élastique linéaire est une représentation simplifiée du comportement élastique des sols. Il est basé sur la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope. Ce modèle suppose que les déformations sont proportionnelles aux contraintes appliquées et qu'il n'y a pas de changement permanent de forme.

Le modèle élastique linéaire comporte deux paramètres de rigidité élastique : le module d'Young (E) et le coefficient de Poisson (ν). Le module d'Young mesure la rigidité du matériau et représente la relation entre la contrainte appliquée et la déformation résultante. Le coefficient de Poisson quantifie la contraction latérale d'un matériau lorsque celui-ci est soumis à une contrainte axiale.

4.5.2. Modèle de Mohr-Coulomb :

Modèle de Mohr-Coulomb : Ce modèle est utilisé pour les sols cohérents ou les sols renforcés. Il combine la cohésion (résistance au cisaillement indépendante de la pression) et l'angle de frottement interne pour décrire le comportement du sol. Il convient pour les sols granulaires et cohérents. Ce modèle comporte cinq paramètres : le module d'Young, E , le coefficient de Poisson, ν , la cohésion, c , l'angle de frottement, ϕ , et l'angle de dilatance ψ .

4.5.3. Modèle pour les roches fracturées (Jointed Rock model) :

Est un modèle élasto-plastique anisotrope qui permet la représentation du comportement des roches stratifiées ou fracturées. Ce modèle reconnaît que le cisaillement plastique ne peut se produire que le long d'un nombre limité de directions de cisaillement, correspondant aux fractures ou aux plans de stratification présents dans la roche. Il prend en compte l'anisotropie du matériau en permettant des déformations plastiques uniquement le long de ces directions préexistantes de faiblesse. En utilisant le modèle pour les roches fracturées, il est possible de simuler le comportement complexe des roches présentant des discontinuités structurelles telles que des plans de stratification, des joints de cisaillement ou des fractures. Cela permet d'analyser les effets de la présence de ces fractures sur la résistance, la déformation et la rupture de la roche.

4.5.4. Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model) :

C'est un modèle élasto-plastique de type hyperbolique formulé dans le cadre de la plasticité avec écrouissage en cisaillement. Il permet de représenter le comportement des sols lors de chargements cycliques et de déformations irréversibles.

Ce modèle tient compte de l'écrouissage en cisaillement, ce qui signifie qu'il permet la modélisation du durcissement progressif du sol lorsqu'il est soumis à des contraintes de cisaillement répétées. Il peut également prendre en compte l'écrouissage en compression, ce qui permet de simuler le compactage irréversible d'un sol lors de son premier chargement en compression.

Le modèle de sol avec écrouissage est capable de simuler le comportement de différents types de sols, tels que les sables, les graves, les argiles et les limons. Il peut représenter des comportements complexes tels que la dilatance, la consolidation, l'effet de l'historique de chargement et la dépendance de la vitesse de déformation.

4.5.5. Modèle pour les sols mous (Soft Soil model) :

Le modèle de fluage des sols mous, sont utilisés pour simuler le comportement spécifique des sols mous tels que les argiles normalement consolidées. Le modèle Cam-Clay est basé sur la théorie de la consolidation et prend en compte des paramètres comme l'indice de plasticité et la pression de pré consolidation. Il permet de représenter la compressibilité élevée et la déformation volumétrique des sols mous. Le modèle de fluage des sols mous, quant à lui, est basé sur la viscoplasticité et prend en compte la compression logarithmique. Il permet de simuler la déformation continue et progressive des sols mous au fil du temps, notamment le phénomène de fluage. Ces modèles sont largement

utilisés en géotechnique pour analyser et prédire le comportement des sols mous lors de la conception et de la construction d'infrastructures.

4.5.6. Modèle défini par l'utilisateur

Le modèle défini par l'utilisateur est une option dans PLAXIS qui permet aux utilisateurs de créer et d'utiliser leurs propres lois de comportement des matériaux. Cela offre une flexibilité supplémentaire pour modéliser des matériaux spécifiques ou des comportements non couverts par les modèles standards de PLAXIS. Les utilisateurs peuvent définir des relations personnalisées entre les contraintes, les déformations et d'autres paramètres pour représenter le comportement souhaité du matériau. Pour plus d'informations sur cette option et des instructions détaillées, il est recommandé de se référer au manuel des modèles de matériaux fourni par PLAXIS.

4.6. Conclusion

La modélisation numérique en géotechnique, telle que celle réalisée avec le logiciel PLAXIS, est un outil précieux pour résoudre des problèmes complexes et spécifiques. Elle permet de rechercher des réponses et des solutions en simulant le comportement des structures naturelles ou artificielles. Les méthodes numériques visent à décrire, expliquer et prédire le comportement en se basant sur les lois physiques qui relient les contraintes, les déformations et les déplacements.

PLAXIS, en tant que logiciel de modélisation géotechnique, offre des fonctionnalités avancées pour prédire la rupture des fondations en utilisant des lois de comportement performantes. Il permet de simuler de manière réaliste le comportement des sols, en prenant en compte les variations de contraintes, les déformations et les déplacements.

A partir à l'utilisation de PLAXIS, les ingénieurs et les chercheurs peuvent améliorer leur compréhension des mécanismes géotechniques, évaluer la stabilité des structures et prendre des décisions éclairées pour la conception et la construction. La modélisation numérique offre ainsi de nouvelles perspectives pour résoudre les problèmes géotechniques de manière efficace et fiable.

Chapitre 05

ETUDE EXPERIMENTAL DE L'EFFET DE LA CAVITE SUR LE COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES REPOSANT SUR UN TALUS RENFORCEE

5.1. Introduction

L'objectif principal de cette étude était d'analyser l'impact des cavités circulaire sur le comportement des fondations superficielles, notamment leur capacité portante et leur tassement, lorsqu'elles sont situées sur un talus de sable renforcé et soumises à des charges. Pour atteindre cet objectif un travail expérimental a été développé au niveau du laboratoire, en utilisant un banc d'essai spécialement confectionné, tout en considérant les points suivants :

- L'effet de la profondeur de la cavité.
- Le nombre des nappes de renforcement.
- Le type de renforcement (fibres de carbone et fibres de verre).

Le programme d'essai expérimentale consistait en deux catégories d'essais distinctes. Dans la première, l'effet de la cavité sur le comportement des fondations superficielle ont été étudiées en l'absence de renforcement.

La deuxième série, des renforcements en fibre de carbone et en fibre de verre ont été utilisés pour améliorer la capacité portante des fondations superficielles.

5.2. Matériels et matériaux utilise

L'objectif de cette partie est l'étude des propriétés des différents matériaux utilisés tel que : le sol utilisé dans notre cas (sable), les renforts (tissus de fibre de verre et de Carbone) et la conduite utilisés (tuyau en PVC). Dans le cadre de l'expérimentation visant à évaluer l'effet des cavités sur la capacité portante et le comportement d'une fondation filante reposant sur un talus de sable renforcé et soumis à des charges.

5.2.1. Propriétés du sol

Le sable utilisé dans cette étude est un sable de dune de la région de Boussaâda. A partir d'un essai expérimental sur le sable utilisé en utilisant l'analyse granulométrique par la diffraction laser, sa distribution granulométrique est illustrée dans la figure 5.1. Plusieurs essais géotechniques ont été également réalisés afin d'identifier leurs caractéristiques. Les résultats obtenus ont donné un coefficient d'uniformité ($C_u = 1.83$), un coefficient de courbure ($C_c = 1,08$), une taille effective des particules ($D_{10} = 0,185$ mm), et une gravité spécifique de 2,65. Les poids unitaire secs max et min du sable sont $16,3 \text{ kN/m}^3$ et 15 kN/m^3 , respectivement. Des essais de cisaillement direct ont été réalisés pour déterminer les paramètres de cisaillement pour trouver l'angle de frottement interne et la cohésion du sable. Tableau 5.1 résume les propriétés géotechniques du sable utilisé.

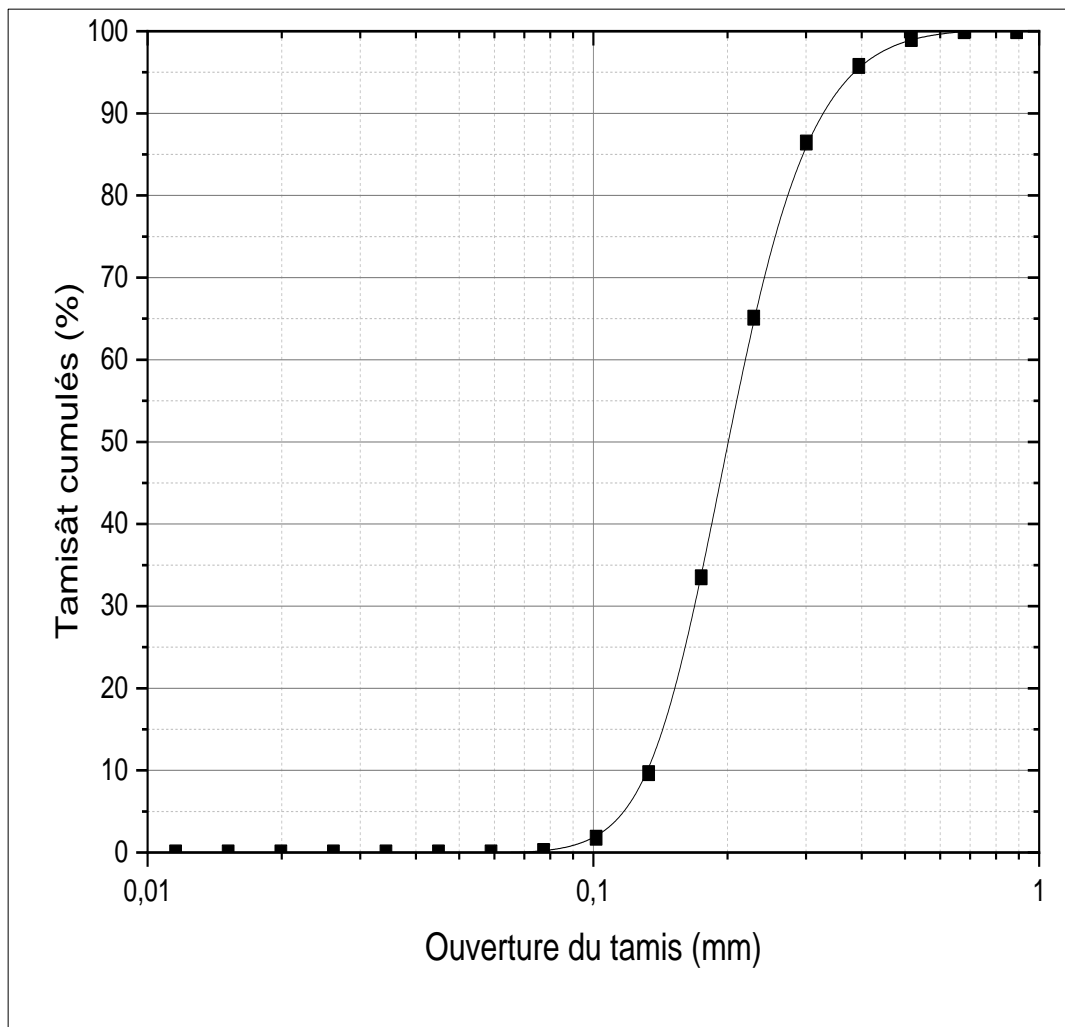


Figure 5.1 : la Courbe d'analyse granulométrique du sable.

Tableau 5.1 : Caractéristiques d'identification du sable.

Paramètre	Valeur
La densité	2.65
Densité sèche maximal, γ_{dmax} (KN/m ³)	16.3
Densité sèche minimale, γ_{dmin} (KN/m ³)	15
Indice des vides maximal	0.67
Indice des vides minimal	0.50
Densité relative, Dr (%)	60
Angle de frottement interne φ°	38
Coefficient d'uniformité Cu	1.83
Coefficient de courbure Cc	1.08
D10 (mm)	0.185
D30 (mm)	0.26
D60 (mm)	0.34

5.2.2. Le banc d'essai et modèle de fondation

Le essais expérimental réalisé sur un bac d'essai de dimensions (1,60 m × 0,49 m) avec une profondeur de 0,60 m, le bac d'essai en acier pour assurer la rigidité des parois et éviter les déformations indésirées sous la charge appliquée sur le modèle de la fondation (Figure 5.3), la paroi frontale du bac est fabriquée en plexiglas transparent pour permettre la vision des différents éléments du système pendant le déroulement de l'essai (la position de la cavité et de la fondation, les couches de renforcement, les déplacements des particules de sable, les différents mécanismes de rupture du sable et de la cavité sous l'effet de la charge appliquée). Les dimensions du bac ont été choisies avec soin pour ne pas fausser les résultats de l'essai. Par conséquent : la longueur du bac d'essai ne doit pas être inférieure à cinq fois la largeur de la fondation B, pour assurer que la zone de rupture soit libre, selon UENO et al. (1998). L'extension maximale de la zone de rupture est de 2,5 B sur les deux côtés et de 3B au-dessous la fondation.

La fondation filante utilisée est une plaque en acier rigide de 10 mm d'épaisseur avec (100 x 390) mm² de dimension.

5.2.3. Modèle de PVC

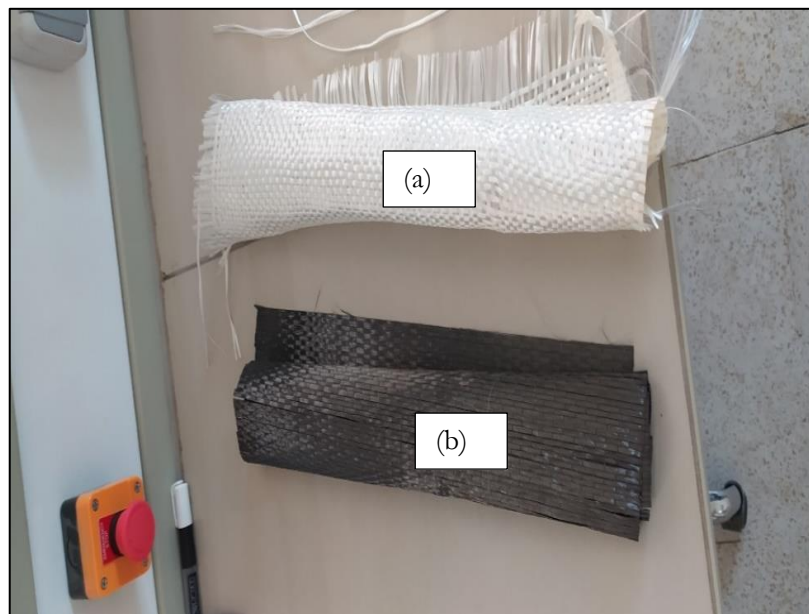
Dans la conception du modèle d'essai et afin de simuler la cavité on a utilisé un tuyau en PVC d'une épaisseur de 02 millimètres avec un diamètre extérieur de 110 millimètres. Les paramètres du PVC sont indiqués dans le tableau 5.2 suivant :

Tableau 5.2 : Propriétés du PVC utilisé.

Paramètres	Valeur
Densité (KN/m ³)	13.5-14.5
Résistance maximale à la traction (MPa)	45
L'allongement %	80
Module élastique (MPa)	3000

5.2.4. Système de renforcement

Des modernes géo synthétiques ont été utilisés pour le renforcement du sable étudié tels que les tissus en fibres de verre (TFV) et en fibres de carbone (TFC). Les caractéristiques des fibres sont présentées dans le tableau 5.3.

**Figure 5.2 :** Tissus en fibres de verre (a) et en fibre de carbone (b) utilisés dans cette étude.**Tableau 5.3 :** Synthèse des paramètres géo synthétiques.

Paramètre	Fibre de verre	Fibre de carbone
Couleur	Blanche	Noire
Épaisseur (mm)	0.16	0.20
Module élastique (GPa)	72	231
L'allongement (%)	4.9	1.9

5.2.5. Méthode de chargement

Nous avons utilisé La machine de TEST UNIVERSEL MTS pour effectuer des essais mécaniques sur des matériaux et des composants. Elle permet de mesurer dès résistance à la traction, la compression. Caractérisé par Logiciel MTS Test Suite (TW), ce système comprend une cellule de charge capable d'appliquer jusqu'à 50 KN sur la fondation, nous appliquons la charge au centre de la fondation pour éviter le basculement de la fondation, le pilotage du chargement a été ajustée à une vitesse de 1 mm/min. Étant donné que les charges à faible vitesse simulent plus précisément les conditions de charge statique, toutes nos expériences au niveau du laboratoire sont menées à une vitesse de 1 mm/min. (Figure 5.3).

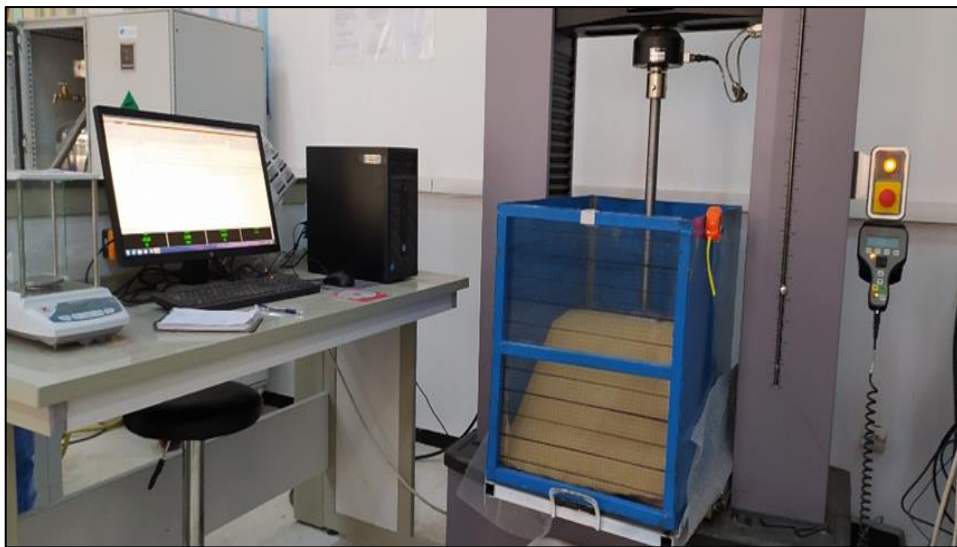


Figure 5.3 : configuration du système d'essais.

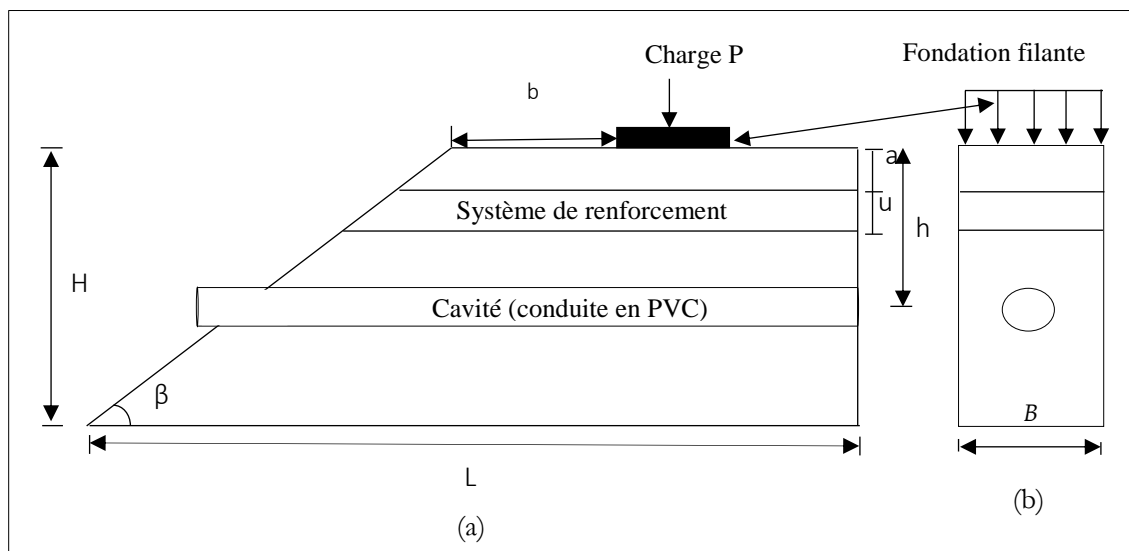


Figure 5.4 : Définition du problème.

5.2.6. Méthode de préparation du modèle

Dans cette partie nous allons expliquer la procédure méthodologique de la préparation des modèles et le déroulement des essais expérimentaux. Premièrement, des traçages à l'intérieur du bac et au niveau du plexiglas ont été effectués pour délimiter les volumes occupés par les différents matériaux à savoir : La forme de la pente du sable, les couches de sable, les niveaux des nappes de renforcement et la profondeur de la cavité.

Lors de la préparation de la forme de la pente du sable, les recommandations de Yoo Et al. (2001), Lee et al. (2000) et El sawwaf et al. (2005) ont été appliquées. Le sable est séché à 105°C pendant 24 heures jusqu'à ce que la teneur en eau soit pratiquement nulle (état sec). Les couches de sable sont placées sur une épaisseur de 50 mm par une technique d'épandage qui favorise la chute libre du sable dans l'air pour fournir des densités uniformes.

La densité relative obtenue lors des essais a été contrôlée en prélevant des échantillons de sable préalablement mis en place dans de petites boîtes de volume connu. La technique de précipitation adoptée dans la présente étude a fourni une densité relative uniforme de l'ordre de 60% avec un poids unitaire de 15,75 kN / m³, la pente du sable a été réalisée de manière à obtenir un angle de 35° Comme le montre dans la (Figure 5.4).

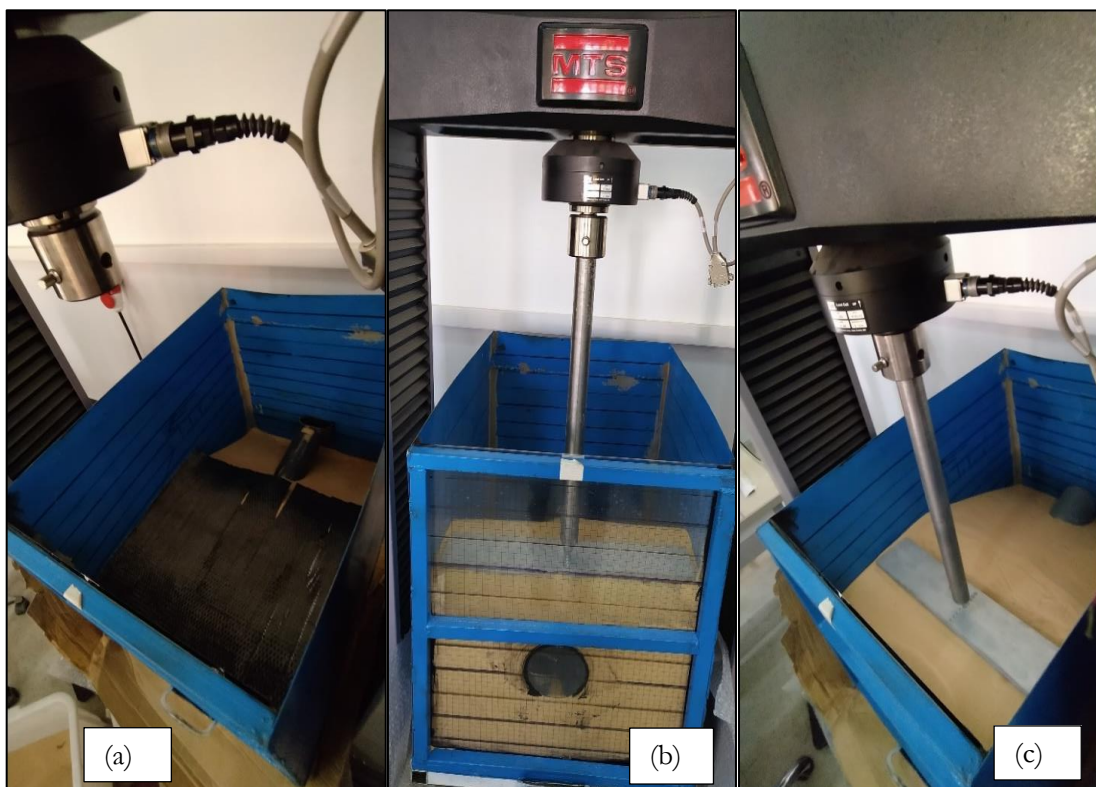


Figure 5.5 : (a) TFC installée dans la pente (b) Vue arrière, (c) Vue de dessus.

Pour simuler la cavité, un tuyau circulaire en PVC avec un diamètre de 110 mm est placé sur une profondeur $h = 150\text{mm}$. (Figure 5.5.b), Par la suite, les couches de sable et de renforcement (fibre de verre et fibre de carbone) ainsi que la fondation ont été placées aux niveaux souhaités jusqu'à atteindre la hauteur finale de la pente, (figure 5.5.a). Le principe expérimental détaillé est présenté sur la figure 5.5, (B) représente la largeur de la fondation, (a) la distance entre la première nappe du renforcement et la base de la fondation, (u) la distance entre deux nappes de renforcement, (h) la distance verticale entre la cavité et la fondation, (N) le nombre de nappes de renforcement, (b) la distance entre la fondation et la crête du talus, (Dr) indique la densité relative et (D) le diamètre de la cavité, la surface de la pente a été bien nivelée de manière à ce que la fondation soit placée sur une surface plane afin de répartir les contraintes sous la fondation et éviter les charges excentriques. (Figure 5.5.c).

Le (tableau 5.4) montre les expériences menées dans cette analyse où un ensemble des paramètres est maintenu constant et nous examinons l'effet des paramètres variables sur la capacité portante et la stabilité de la fondation.

Tableau 5.4 : Liste des tests effectués dans cette étude.

Type de renforcement	Paramètres	
	constants	variables
1- Fibre de verre	$\beta_{\text{pente}}=35^\circ$, $b/B = 1$, $h/B = 1.5$	N = 1 - 2 - 3
2- Fibre carbone	$a/B = 0.25$, $u/B = 0.25$, Dr = 60%	N = 1 - 2 - 3

5.2.7. Résultats expérimentaux et discussion

Les résultats d'essais de laboratoire réalisés pour évaluer la capacité portante ultime d'une fondation de largeur $B = 100\text{ mm}$ placée à une distance constante par rapport au bord de la pente de sable $b/B = 1$, avec une profondeur de cavité variant selon un rapport $h/b = 0,5B, 1B$ et $1,5B$ sur une pente de sable ayant un angle d'inclinaison $\beta=35^\circ$ par rapport à l'horizontale.

Les résultats des essais obtenus sont présentés sous forme des courbes de charge-tassement de la fondation.

La capacité portante ultime (q_u) de la fondation peut être déterminée, à partir des courbes charge-tassement, par deux méthodes selon le type de rupture, lorsque la valeur maximale de q est présente un pic dans la courbe charge-tassement, dans ce cas (q_u) est égale q_{pic} comme montre dans la (Figure 5.7), lorsque la courbe charge-tassement ne présente pas un pic, dans ce cas (q_u) est

déterminé selon la procédure proposée par Terzaghi. (1943) et Terzaghi et al. (1996). Dans cette approche, (q_u) est considéré comme le point sur la courbe charge-tassement ou la courbe devient raide et droite.

a. Effet de cavité

L'effet de la cavité sur la capacité portante de la fondation pour le cas d'un sol non renforcé est estimé en fonction de la profondeur de la cavité (h) dans les différentes valeurs $h=1.5B$, $h=2B$, $h=2.5B$ et $h=3B$.

La capacité portante ultime obtenue équivalente est égale 4,55 KN, 3,38 KN, 2,86 KN et 2,37 KN respectivement, comme présente dans la (Figure5.6).

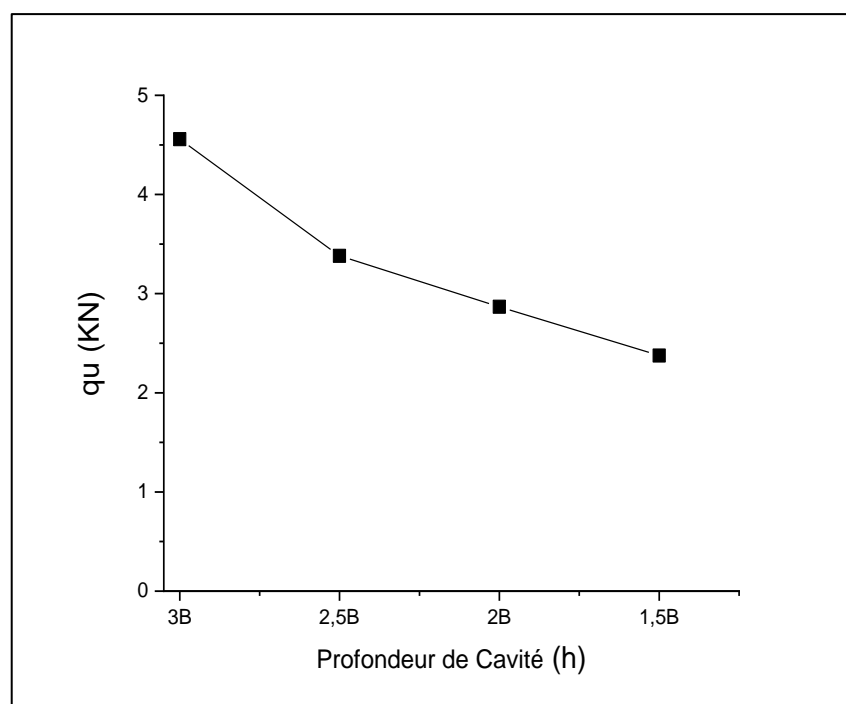


Figure 5.6 : La variation de la capacité portante ultime (q_u) avec la profondeur de cavité (h).

On peut conclure que la profondeur optimale de la cavité pour atteindre la capacité portante maximale est d'environ 3 fois la largeur de la fondation ($h=3B$). Par contre l'effet le plus élevé de la cavité sur la capacité portante ultime de la fondation se produit à une profondeur de ($h = 1,5B$). Par conséquent et pour améliorer la capacité portante ultime, le talus est renforcé à l'aide des tissus de fibre de carbone et de verre.

C'est pourquoi, des essais expérimentaux ont été effectués pour évaluer l'effet de l'inclusion de ces différents types de tissus tout en variant le nombre de nappes pour évaluer son effet sur la capacité portante de la fondation.

b. Effet de renforcement

La (figure 5.7) montre l'impact du nombre des nappes de renforcement N (fibres de verre) sur la capacité portante ultime (q_u), l'augmentation du nombre de nappes de renforcement améliore la capacité portante ultime de 2,61 KN à 3,83 KN, 3,83 à 4,92 KN et 4,92 à 9,35 KN pour N = 0, N = 1, N = 2 et N = 3, respectivement.

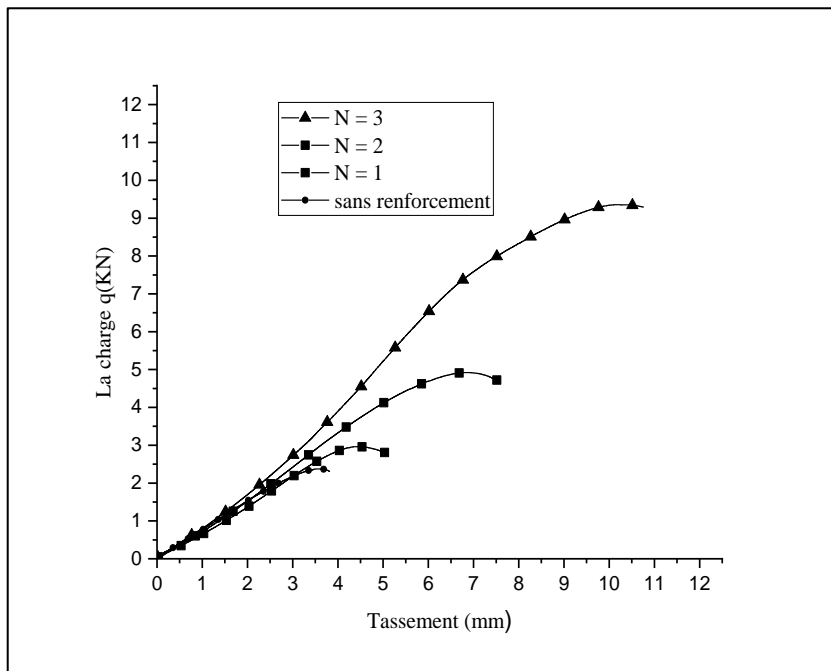


Figure 5.7 : Effet du nombre de nappes de renforcement N pour les fibres de verre sur la capacité portante (q) et le tassement (S).

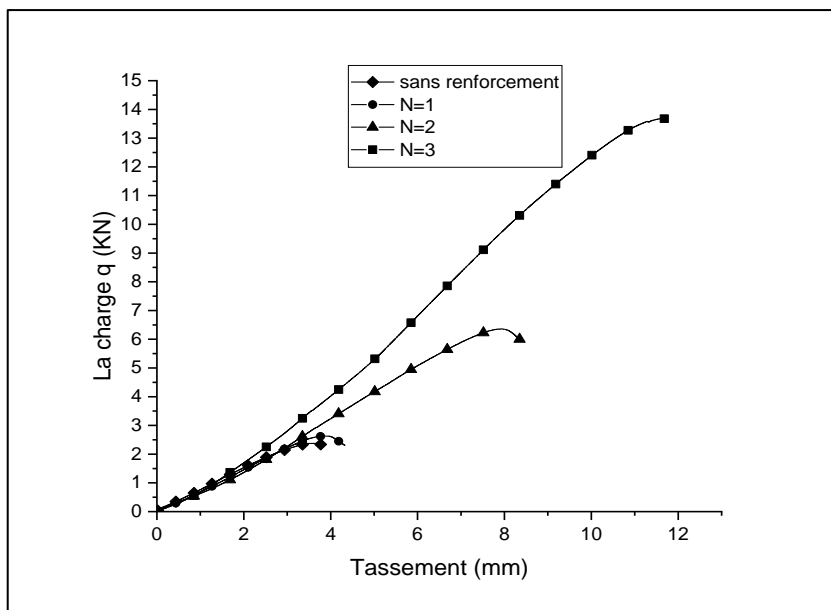


Figure 5.8 : Effet du nombre de nappes de renforcement N pour les fibres de carbone sur la capacité portante (q) et le tassement (S).

La (figure 5.8), présente l'effet du nombre de nappes de renforcement N pour les fibres de carbonées sur la capacité portante (q) et le tassement (S). On observe que (q_u) augmente avec l'augmentation des valeurs du N . La capacité portante de la fondation s'améliore d'une manière significative de 2,61 KN à 2,96 KN, 2,96 à 6,35 KN et 6,35 à 13,68 KN pour $N = 0$ (sol non renforcé) et renforcé par une nappe, double nappe et triple nappe respectivement.

c. Effet de type de renfort

La (figure 5.9) montre une comparaison entre les différents types de renforcement utilisés dans cette étude. On observe que l'utilisation des fibres de carbone a entraîné des valeurs de capacité portante plus élevés par rapport à l'utilisation des fibres de verre, cette différence est significativement apparente lorsque on utilise plusieurs nappes de renforcement.

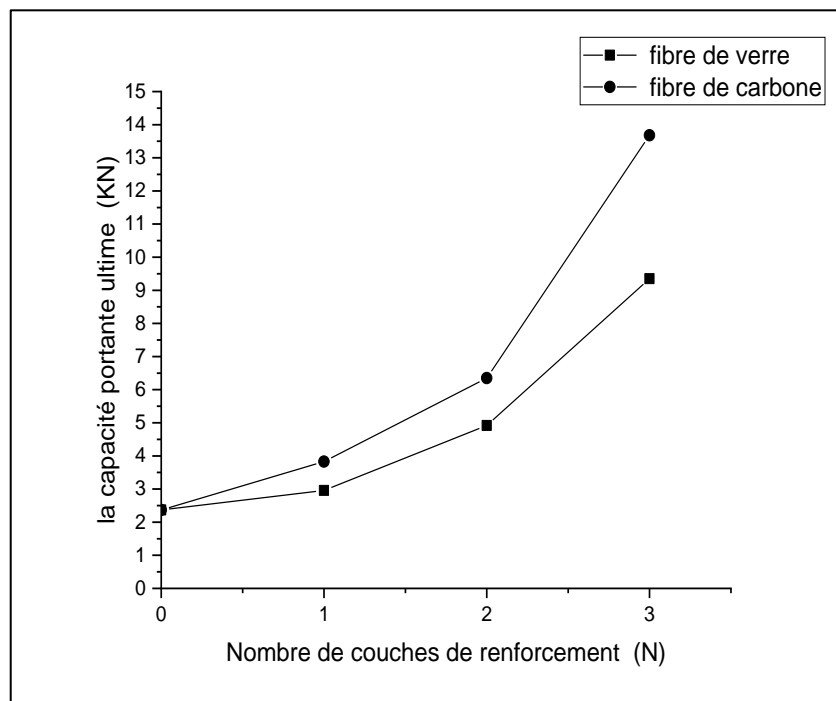


Figure 5.9 : Variation de la capacité portante ultime avec le nombre des nappes de renforcement(N).

5.3. Conclusions

Dans cette étude une série d'essais expérimentale a été réalisée au niveau du laboratoire afin d'évaluer l'effet de quelques paramètres sur le comportement d'une fondation superficielle, situé au bord d'une pente de sable renforcé, à savoir : l'effet de la cavité, type de tissu utilisé pour le renforcement de la pente, le nombre de tissus N et l'effet de la profondeur de la cavité (rapport h/b). A partir des essais expérimentaux réalisés, les conclusions les plus importantes qui peuvent être tirées sont comme suit :

- La capacité portante de la fondation augmente avec l'augmentation de la profondeur de la cavité (conduite enterré) et du nombre de nappes de renforcement.
- Le risque d'effondrement augmente lorsque la distance entre la conduite entrée (cavité) et la base de la fondation est réduite, car la capacité portante de la fondation est directement affectée par la profondeur de la cavité, lorsque la distance entre la conduite d'entrée (cavité) et la base de la fondation est de $(1,5B)$ à $(2B)$, la capacité portante de la fondation augmente de 20 % à 42 %. De même, lorsque la distance est de $2b$ à $2,5b$, la capacité portante est augmentée de 42 % à 91 %.
- L'inclusion des nappes de verre de 1 à 3 nappes, améliore la capacité portante ultime de la fondation de 13% à 88% et de 88% à 258%, respectivement. De même, l'inclusion des nappes en fibre de carbone entraîne une amélioration significative de la capacité portante de la fondation, passant de 46% à 143% et de 143% à 424%, respectivement.
- L'utilisation des fibres de carbone a entraîné des valeurs et des rapports de capacité portante significativement plus élevés par rapport à l'utilisation de fibre de verre.

Chapitre 06

ANALYSE NUMERIQUE DE L'EFFET DE LA CAVITE SUR LE COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES REPOSANT SUR UN TALUS RENFORCEE

6.1. Introduction

Afin de comparer les résultats expérimentaux, une série d'analyses de trois dimensions par éléments finis (FEA) ont été réalisées à l'aide du logiciel Plaxis 3D pour simuler le modèle expérimental. La géométrie et les caractéristiques du modèle utilisé dans l'analyse par éléments finis sont les mêmes que celles employées dans l'essai de laboratoire. Ce logiciel est populaire parmi les praticiens de l'ingénierie géotechnique. Plaxis est conçu pour traiter un large éventail de problèmes géotechniques tels que les fondations profondes, les tunnels et les structures en terre, tels que les murs de soutènement et les pentes. Il a été utilisé comme base de comparaison des résultats des méthodes expérimentales et numériques le programme utilise un schéma d'intégration de temps implicite, et génère donc une solution plus rapidement et fournit une présentation détaillée de résultats de calcul.

6.2. Procédure de la simulation numérique

Le tassement d'une fondation rigide a été simulé à l'aide d'un déplacement de fondation (méthode de déplacement contrôlé) on applique la charge par incréments, accompagnée d'une analyse itérative jusqu'à que la rupture se produise. Le comportement non linéaire du sable a été simulé à l'aide du critère non linéaire de Mohr-Coulomb disponible dans PLAXIS. Le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb implique cinq paramètres d'entrée, à savoir le module de Young (E), le coefficient de Poisson (ν), l'angle de frottement (ϕ), la cohésion (c) et l'angle de dilatance (ψ). Les paramètres utilisés pour l'analyse numérique ont été obtenus à partir des essais base sur des échantillons de sable. La cohésion (c) et l'angle de frottement (ϕ) étaient déterminés sa valeur par des essais de cisaillement direct. La valeur du module de Young (E) a été obtenue à partir des valeurs obtenues au cours de l'étude expérimentale de coefficient de réaction du sol (k_s), la relation suivante Selva durai. (2013) ; Shukla and Chandra. (1996), pour déterminer les valeurs de E :

$$E = k_s H (1 + \nu) (1 - 2\nu) \quad (6.1)$$

Où : H est l'épaisseur de la couche du sable et (k_s) le coefficient de réaction du sol.

$$k_s \text{ (kN/m}^3\text{)} = \frac{q_{1.25}}{1.25 * 10^{-3}} \quad (6.2)$$

$q_{(1.25)}$ représente la pression uniforme appliquée à la fondation à 1,25 mm de tassement, le coefficient de Poisson du sol a été supposé être de 0,25 dans tous les cas.

Lorsque Kazi et al. (2015), Lovisa et al. (2010) ont comparé leurs données d'essais de laboratoire avec les résultats de l'analyse numérique de leurs travaux sur une semelle positionnée dans une couche de sable non renforcée et renforcée par un géotextile, pour déterminer la valeur approximative de H.

Il a été confirmé qu'une valeur considérablement précise de (E) pouvait être obtenue lorsque H était approximativement égal à 3 fois la largeur de la fondation (B). L'angle de dilatance (ψ) a été obtenu à partir de l'angle de frottement (ϕ) en utilisant la formule $\psi = (\phi - 30)$, Bolton. (2015).

Les fibres de renforcement ont été conçues à l'aide d'un logiciel (AutoCAD) puis importées dans le modèle sous forme d'éléments de geogrid disponibles dans le logiciel PLAXIS 3D. Cette option permet aux utilisateurs de définir la seule propriété requise pour la geogrid la rigidité normale élastique (axiale) (EA), qui a été obtenue à partir de bases de données de matériaux. La cavité est représentée dans l'étude par un cercle de diamètre $D=110\text{mm}$ et d'épaisseur de 2 mm pour simuler exactement le modèle expérimental.

Le système de modèle de cavité est considéré comme une condition de déformation plane avec des éléments à 15 nœuds. Le modèle de plasticité de Mohr-Colombe a été spécifié pour un élément solide qui symbolise le sol autour de la cavité en PVC. On utilise des éléments triangulaires, (Rajkumar and Ilamparuthi) Pour modéliser le remblai, Avec un déplacement horizontal restreint et un déplacement vertical libre. L'interaction entre les fibres de renforcement et le sol environnant a été simulée par des éléments d'interface situés entre les fibres et le sol. Le principal paramètre d'interface est le facteur de réduction de résistance R_{inter} , qui a été supposé égal à 2/3, Kazi et al. (2015).

On peut noter que R_{inter} relie les paramètres de résistance de l'interface sol-fibres (angle de frottement de l'interface et/ou adhérence) et la résistance du sol (angle de frottement et/ou cohésion). La fondation a été traitée comme un élément de poutre avec une rigidité en flexion significative (EI) et une rigidité normale (EA) qui a été obtenu à partir de bases de données de matériaux. Les autres paramètres utilisés pour l'analyse numérique sont bien définis dans le manuel PLAXIS 3D.

L'analyse comporte deux phases, la première nécessite la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que les contraintes initiales. Les contraintes initiales générées par la gravité représentent l'état d'équilibre du sol ou de la matrice rocheuse intacts. Dans une analyse avec Plaxis, ces contraintes initiales doivent être spécifiées par l'utilisateur. Il existe deux possibilités pour obtenir ces contraintes :

-La procédure K_0 .

-Le chargement gravitaire.

La règle suivante doit être appliquée : La procédure K_0 sera utilisée uniquement dans les cas où la surface est horizontale et où les couches de sols et la nappe phréatique lui sont parallèles. Dans tous les autres cas, on utilisera le chargement gravitaire. La deuxième phase traite un déplacement p appliqué sur la fondation avec des incréments jusqu'à la rupture se produise. La géométrie d'un modèle d'éléments finis est illustrée à la (Figure 6.1). (Tableau 6.1) résume les propriétés des matériaux utilisés dans l'analyse.

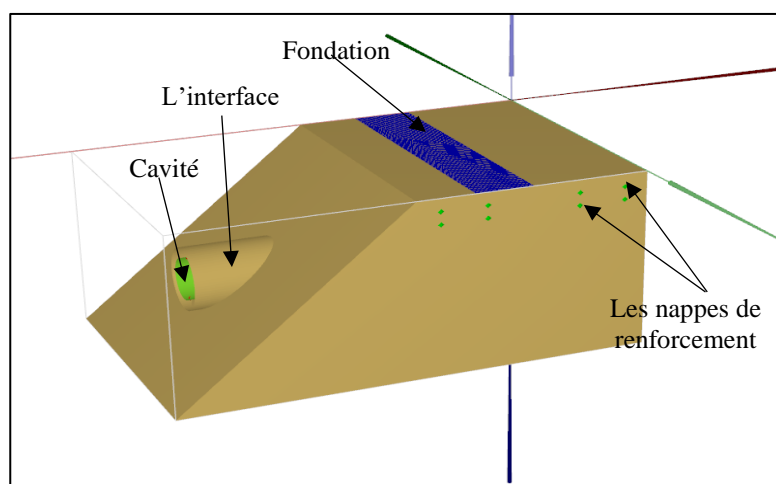


Figure 6.1 : la géométrie du modèle numérique.

Tableau 6.1 : Paramètres utilisés dans l'analyse numérique.

Les parameters du sol	Les parameters du fibre	Les parameters du foundation.
$E = 3000 - 4500 \text{ (kN/m}^3\text{)}$ $\varphi = 38^\circ$ $\psi = 8^\circ$ $\gamma_d = 15 \text{ (kN/m}^3\text{)}$ $\nu = 0.25$ $C = 1 \text{ kPa}$ $R_{inter} = 2/3$	Fibre de verre $EA \text{ (kN/m)} = 400$ Fibre de carbone $EA \text{ (kN/m)} = 600$	$EA = 640000 \text{ (kN/m)}$ $EI = 85 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ Épaisseur = 0.01 (m)

6.3. Étude de convergence de maillage

Dans la modélisation par éléments finis une étude de convergence du maillage a été réalisée pour obtenir un compromis satisfait entre la précision et le temps de calcul. Le maillage du modèle illustré dans la (figure 6.2), la capacité portante ultime de la fondation a été déterminée pour chaque type de maillage disponible dans le logiciel (grossier, moyen, fin et très fin). Dans la (figure 6.3) la capacité portante ultime de la fondation reste stable pour les mailles moyennes, fines et très fines, donc le maillage moyen été choisi pour la présente étude parce qu'il nécessite une durée de modélisation plus courte que les maillages fin et très fin.

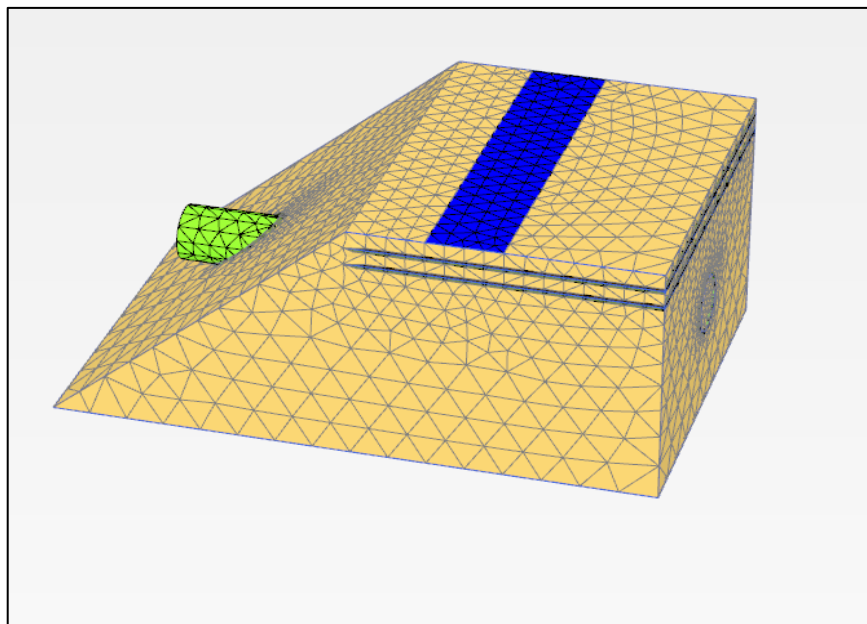


Figure 6.2 : maillage du modèle d'éléments finis.

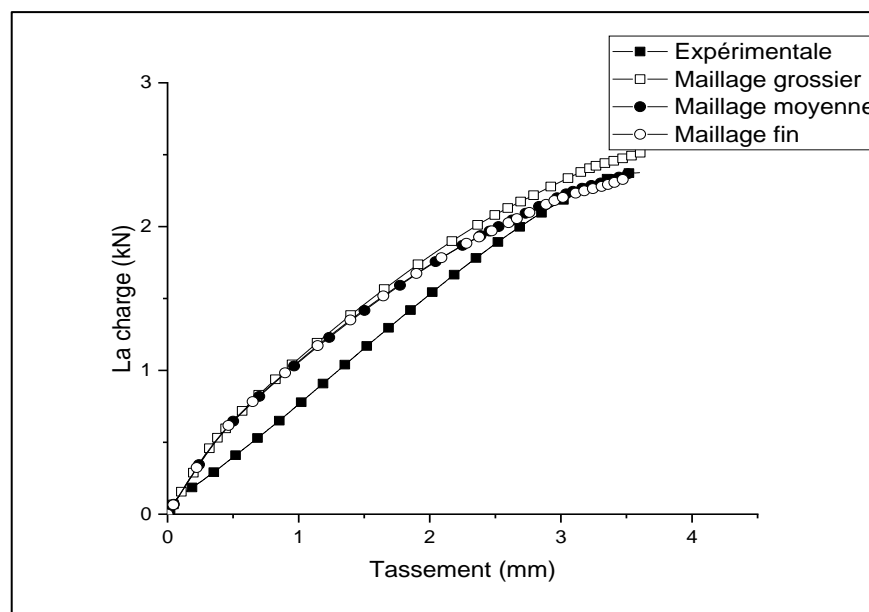


Figure 6.3 : Etude convergence de maillage.

6.4. Résultat numérique et comparaison

Les (figures 6.4) et la (figure 6.5) montrent les courbes de charge-tassement obtenues à partir de l'analyse numérique et les essais expérimentales. On peut constater que les résultats numériques sont en très bon accord au résultats expérimentaux. Ce qui démontre que le modèle FEA a prédit avec précision le comportement du sol. Certaines variations sont prévues en raison des limites de PLAXIS pour simuler le comportement du pvc (cavité).

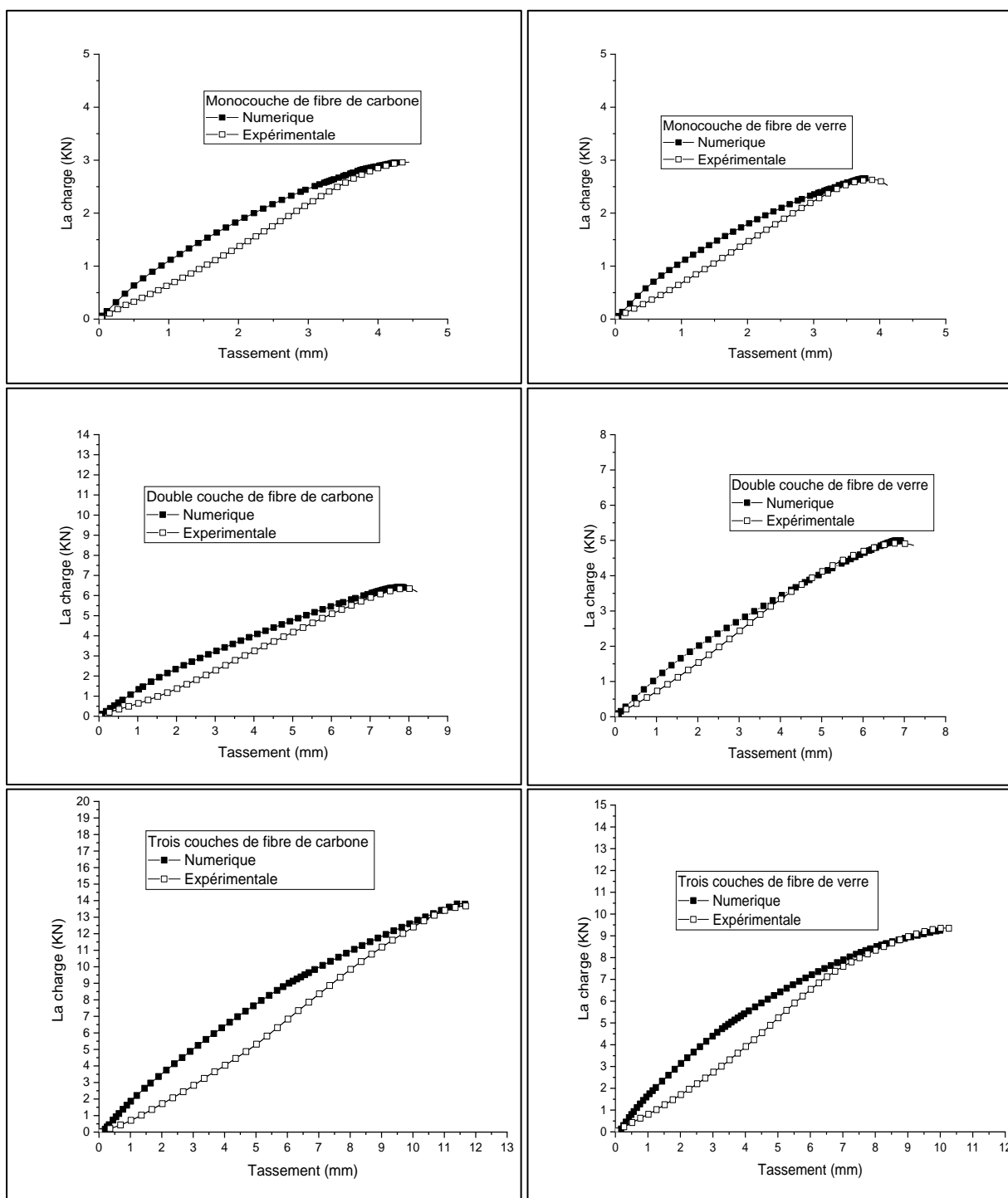


Figure 6.4 : Comparaison des courbes charge-tassement des études expérimentales et numériques.

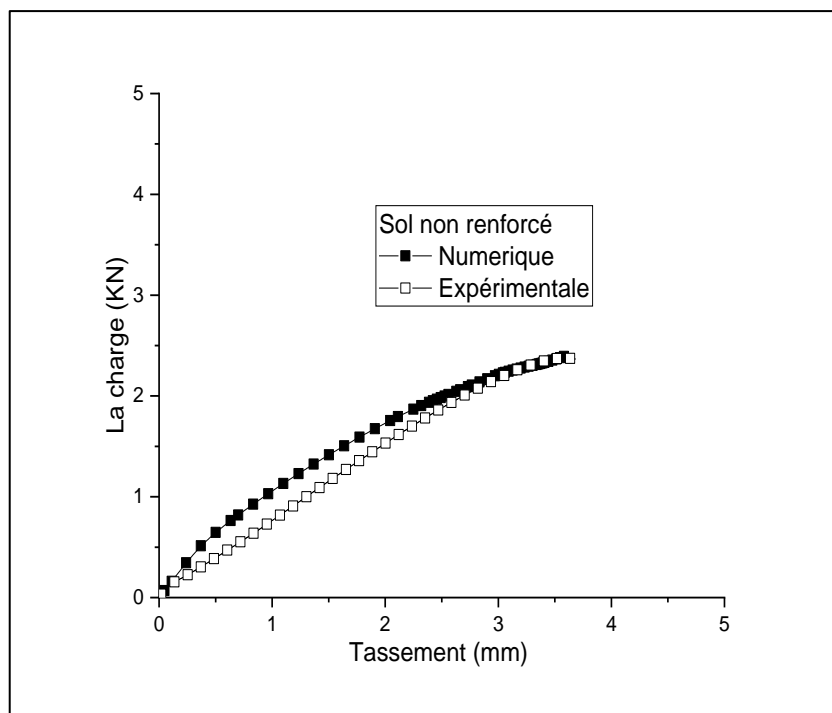


Figure 6.5 : Comparaison des courbes charge-tassement en cas du sol non renforcé.

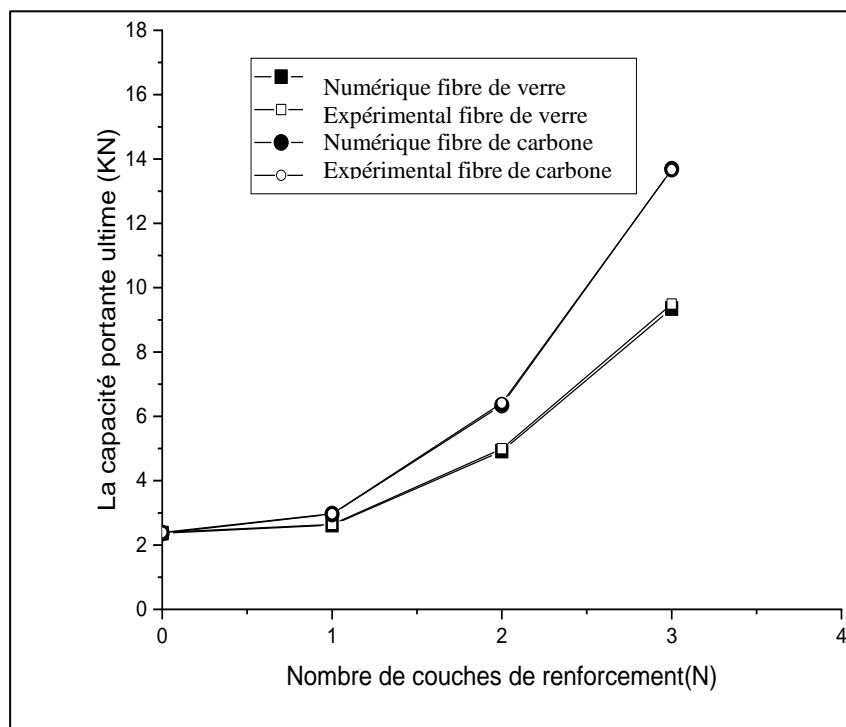


Figure 6.6 : Comparaison de la capacité portante ultime (q_u) entre les résultats expérimentaux et numérique.

La (figure 6.6) une comparaison sur les capacités portante ultimes de la fondation déterminée par les simulations numériques à celles déterminées par les essais expérimentaux pour les différents types de renforcement utilisés dans cette étude. On observe que les résultats sont en très bon accord.

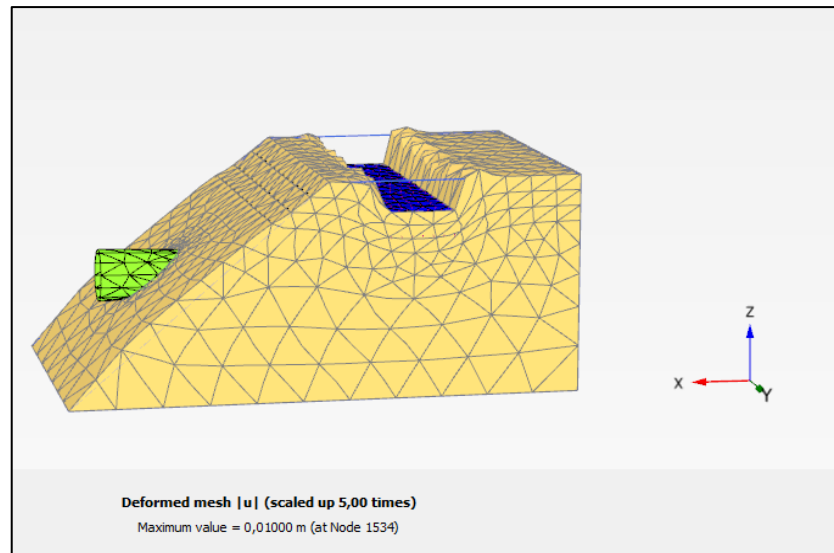


Figure 6.7 : Déformation de maillage du modèle d'éléments finis.

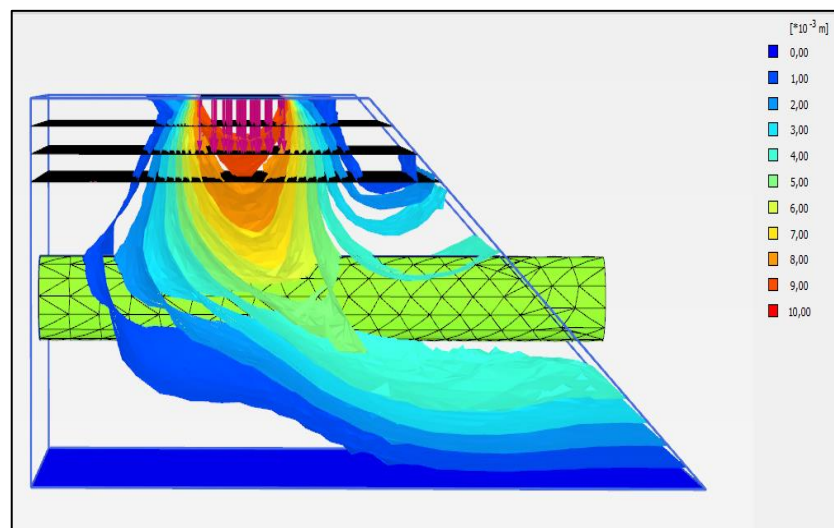


Figure 6.8 : Vecteur de déplacement.

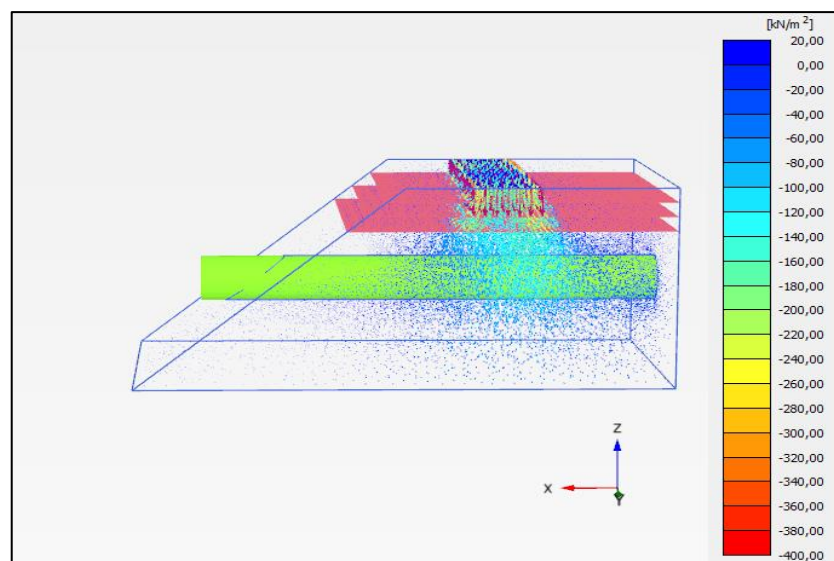


Figure 6.9 : concentration du contrainte principale.

6.5. Le cas d'une conduite en parallèle avec la fondation

Cette section présente une étude numérique qui vise à analyser l'impact des différentes interactions sur la capacité portante des fondations superficielles. Dans ce cas la conduite est en parallèle avec la fondation. Cette étude examine spécifiquement l'effet de la distance de la crête (l) et de la profondeur d'enfouissement (h) sur la déflexion de la conduite et sur la capacité portante de fondations.

6.5.1. Présentation du problème d'étude

Cette étude numérique est effectuée pour évaluer l'effet de la présence d'une conduite en parallèle avec une fondation superficielle au-dessus, la fondation est posée sur une pente du sol est soumise à une charge verticale centrée. Dans ce cas, On considère une fondation rigide de largeur B , au-dessus d'une conduite circulaire de diamètre ($bc = B$) avec B la largeur de la fondation comme présente dans la (Figure 6.10) ci-dessous.

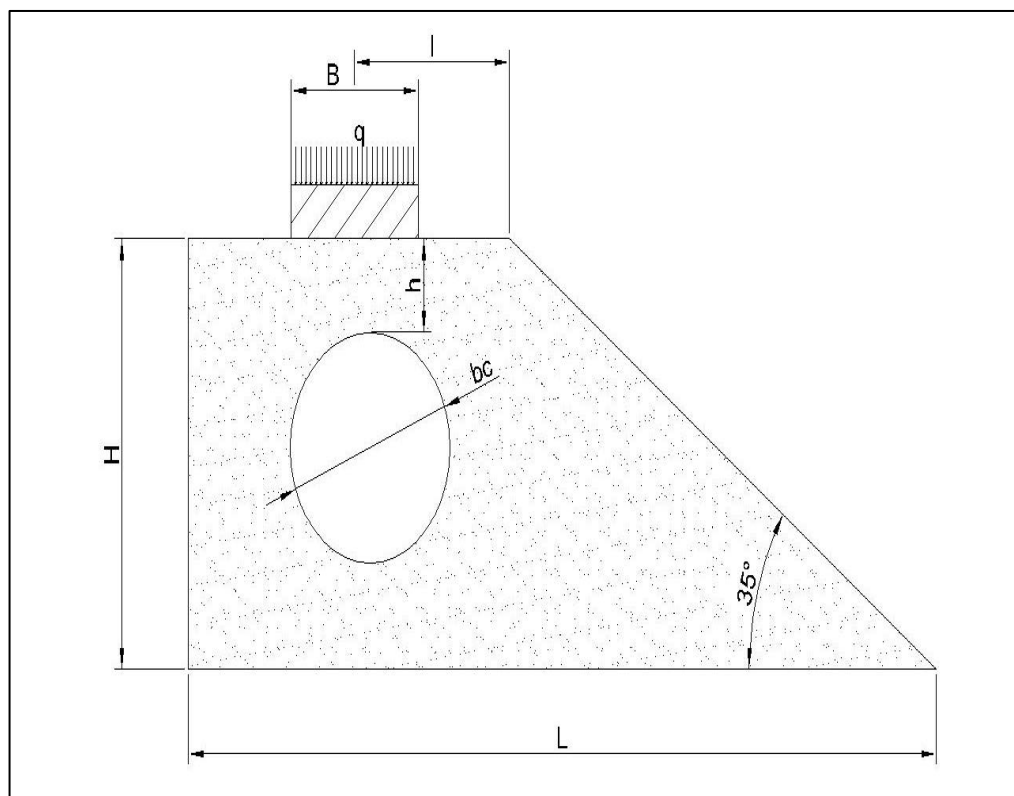


Figure 6.10 : Représentation du problème étudié

(l) représente la distance entre le bord du talus et l'axe passant par le centre de la fondation et la conduite. Cette distance varie entre 0.5 et 1.5 par un pas de 0.5, la profondeur (h) est la distance entre la surface libre du sol et la surface de la conduite, cette dernière varie entre $0,5B$ et $1,5B$ par un pas de 0.5 où B représente la largeur de la fondation, et β présente l'angle de la pente, $\beta = 35^\circ$.

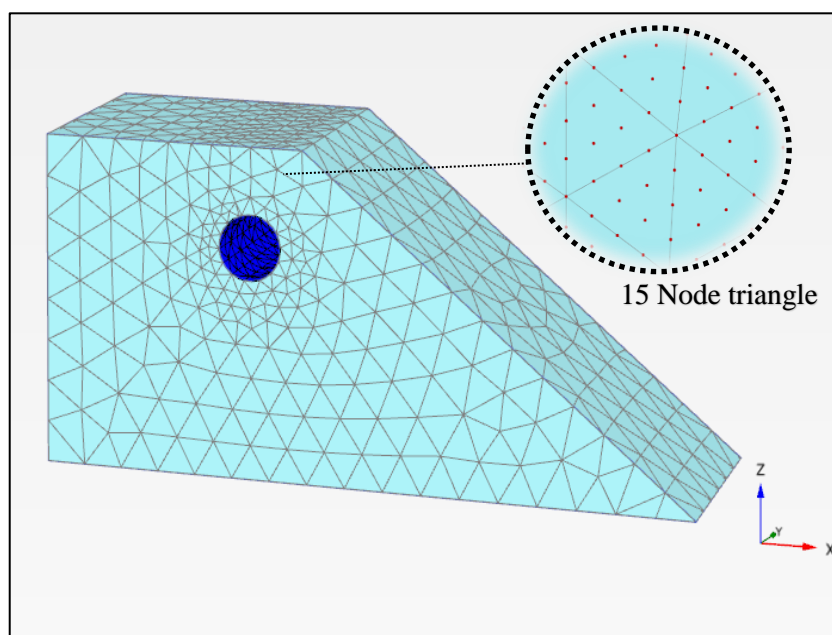


Figure 6.11 : Maillage du modèle et conditions aux limites

La figure 6.11 présente le maillage utilisé pour la modélisation de la fondation filante au-dessus de la conduite. Un raffinement local du maillage a été effectué sous la base de la fondation, les conditions aux limites sont prises en compte en bloquant le déplacement latéral dans la direction y et en permettant le déplacement libre dans les axes x et z (axe vertical). Pour étudier le problème en déformation plane, Le comportement du sol est modélisé par une loi élastique-parfaitement plastique, avec l'utilisation du critère de Mohr-Coulomb intégré dans le logiciel Plaxis.

6.6. Résultats

Les essais du modèle numérique ont été réalisés en modifiant la distance de la crête (l) entre la fondation et le bord du talus, ainsi que la profondeur d'enfouissement de la conduite, pour évaluer le tassement et la capacité portante de la fondation, ainsi que la déflexion de la conduite. Ces paramètres sont expliqués dans les résultats présentés ci-dessous :

6.6.1. Effet de la distance de la crête et la profondeur d'enfouissement sur la capacité portante de la fondation

Pour évaluer la capacité portante de la fondation, un déplacement vertical a été appliqué progressivement aux niveaux des nœuds du maillage de la fondation. Cela a entraîné une augmentation de la contrainte verticale sous la fondation. Lorsque cette contrainte est stabilisée (sous forme de palier) on la considère comme contrainte ultime (q_u).

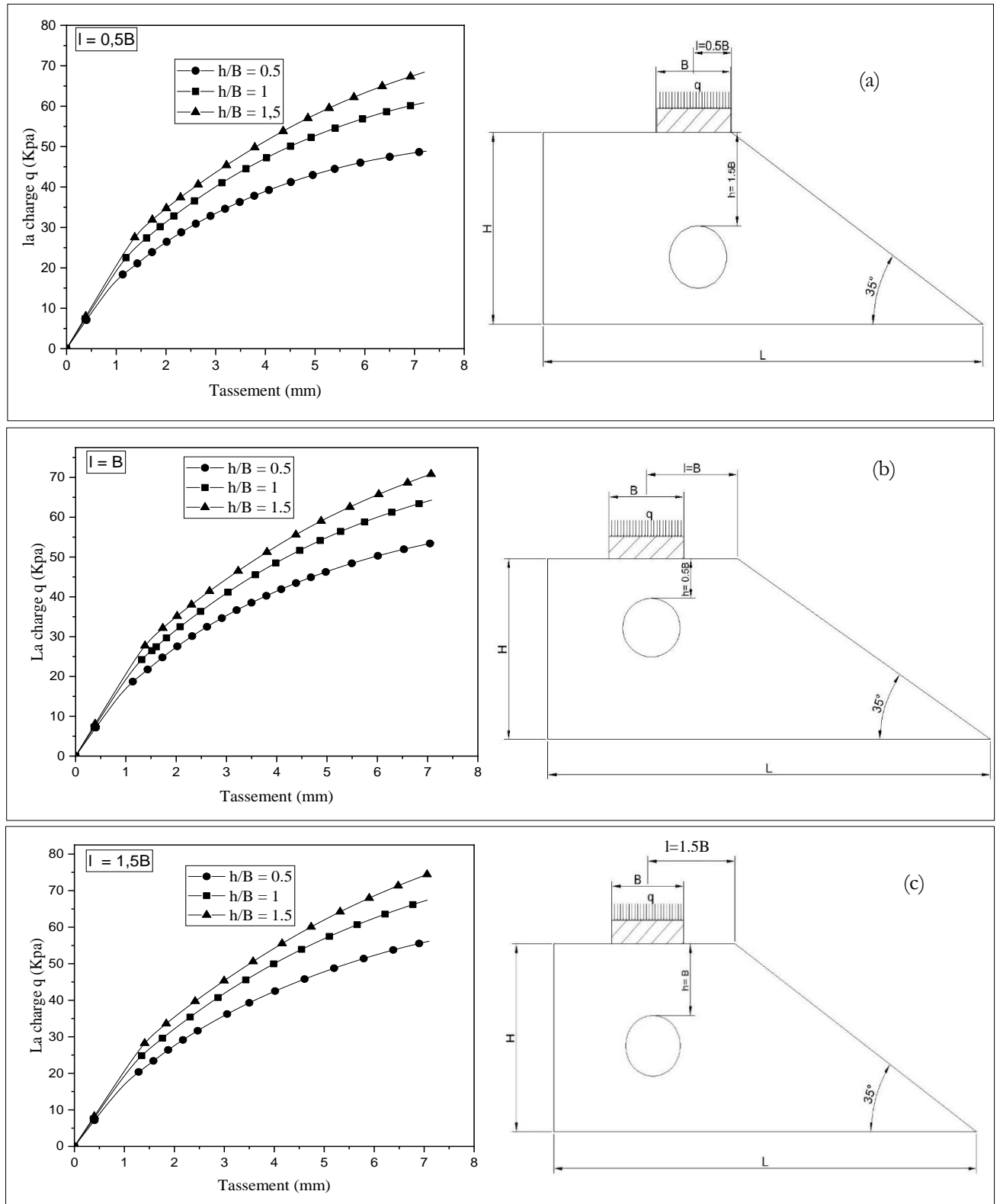


Figure 6.12 : Variation du tassement de la fondation en fonction de la charge appliquée, la profondeur de la conduite et la distance de la crête, (a) $l = 0.5B$, (b) $l = B$, (c) $l = 1.5B$.

La figure 6.12 (a), (b) et (c) illustre la variation du tassement de la fondation avec la charge appliquée (q), pour les distances de la crête $l = 0.5B$, $1B$ et $1.5B$. L'effet de la distance de la crête et

la profondeur de la conduite sur le tassement de la fondation superficielle peut être expliqué de la manière suivante :

Pour une valeur donnée de la charge (q), le tassement de la fondation est généralement plus élevé lorsque la distance de la crête (l) est plus petite. Il y a deux raisons principales à cela :

Avec une distance de crête plus petite, la zone chargée est plus proche avec le bord de la fondation, signifie que le sol sous la fondation est plus sollicité sur une surface plus petite. Cela entraîne un tassement plus élevé de la fondation.

Avec une distance de crête plus élevée, la charge est répartie sur une zone plus large, ce qui minimise la compression sous la fondation. Par conséquent, cela entraîne un tassement de la fondation plus faible.

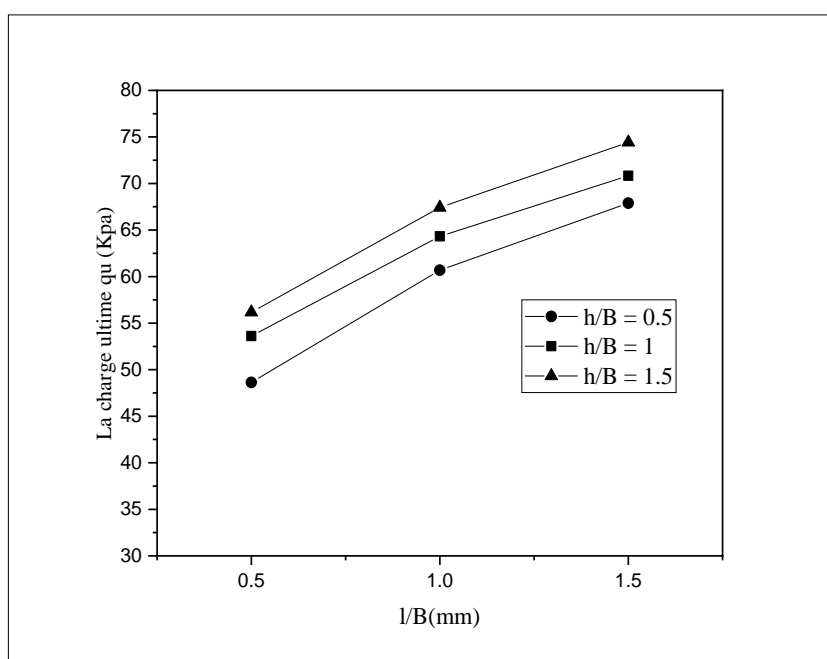


Figure 6.13 : Comparaison de la capacité portante de la fondation, située sur la crête d'un talus avec une conduite à différentes profondeurs.

Les figures 6.13 montrent une comparaison de la capacité portante de la fondation, située sur la crête d'une pente à différentes distances ($l = 0.5B$, $1B$ et $1.5B$) avec différentes profondeurs de la conduite ($h/B = 0.5$, 1 et 1.5), respectivement,

Pour toutes les valeurs de la distance de la crête (l/B), l'augmentation de la profondeur de la conduite améliore la capacité portante de la fondation. Cela s'explique par le fait que, lorsque la conduite se trouve à une profondeur ($h/B = 1,5$), ils sont situés sous les lignes de cisaillement de la fondation, comme illustré dans la figure 6.14 et la figure 6.15, ce qui réduit leur influence sur la capacité portante de la fondation. Dans ce cas, les forces de cisaillement sont principalement

concentrées dans la zone de sol située au-dessus de la conduite, ce qui permet à la fondation de conserver une capacité portante plus élevée.

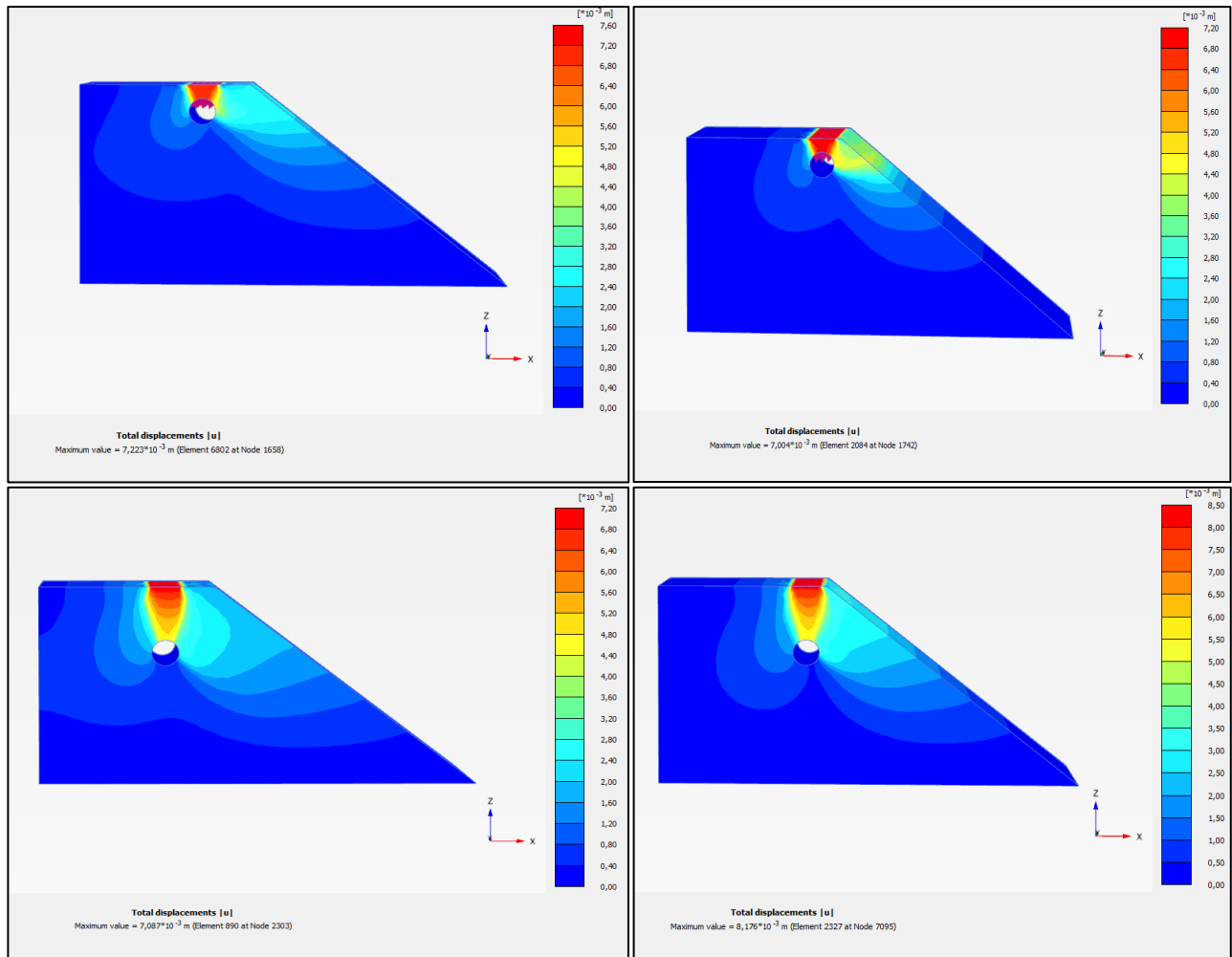


Figure 6.14 : incréments de déformation du sol à la rupture.

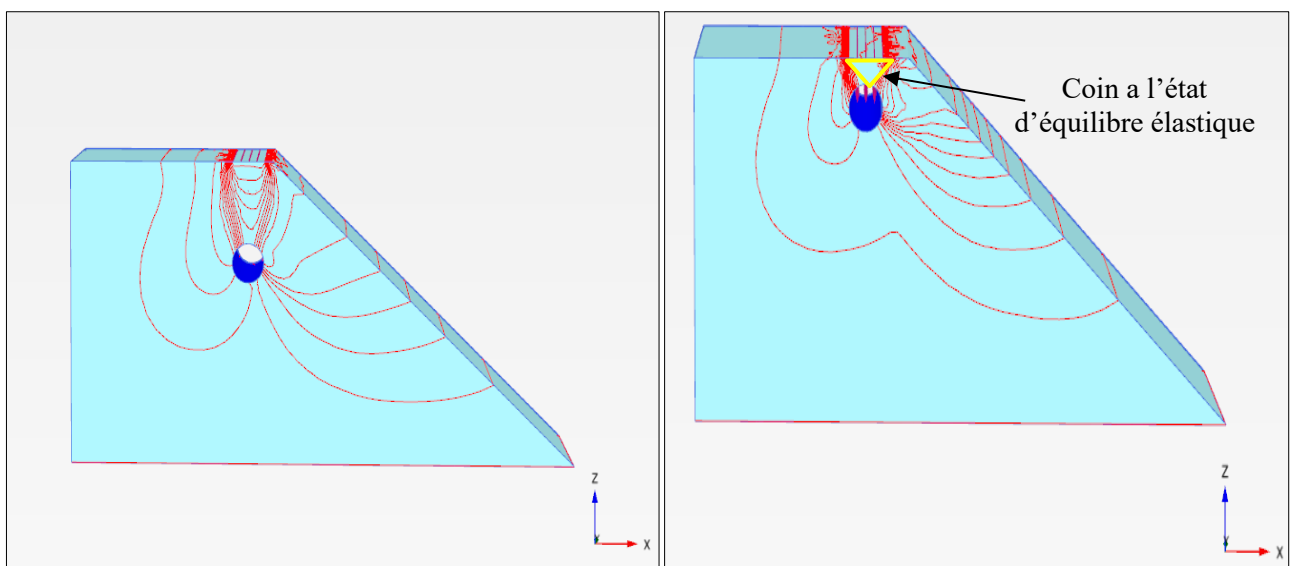


Figure 6.15 : lignes de glissement.

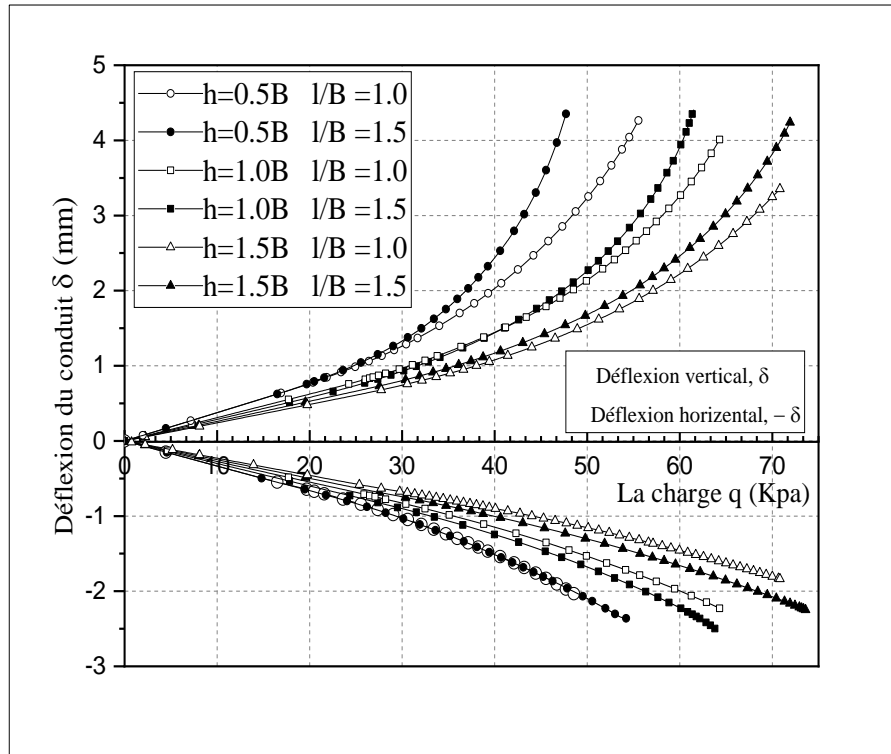


Figure 6.16 : Variation de la déflexion verticale et horizontale de la conduite en fonction de la charge appliquée.

La figure 6.16, représente la variation de la déflexion verticale (δ) et la déflexion horizontale ($-\delta$) de la conduite en fonction de la charge appliquée (q). Les mesures ont été prises à différentes distances de la crête ($l = 0.5B, 1.0B$ et $1.5B$) et à différentes profondeurs d'enfouissement ($h = 0.5B, 1B$ et $1.5B$). La déflexion verticale représente par (δ) et la déflexion horizontale représente par ($-\delta$), respectivement, où (δ) représente la compression et ($-\delta$) représente l'extension.

On observe que (δ) et ($-\delta$) augmentent avec l'augmentation de la charge q . Pour une valeur donnée de la charge q , les valeurs maximales et minimales de (δ) et de ($-\delta$) sont observées pour les distances de la crête ($l=0.5B$ et $l=1.5B$), respectivement, ainsi que pour les profondeurs d'enfouissement $h=0.5B$ et $h=1.5B$ respectivement.

Les valeurs les plus élevées des déflexions verticales et horizontales pour une conduite située à une distance de la crête $l = 1B$ correspond à l'augmentation de la charge appliquée. Car, pour une même valeur de la charge appliquée q , la déflexion verticale sur la tête de la conduite est plus élevée lorsqu'elle est située à proximité de la pente du sol, ($l = 1B$) comme l'illustre dans la figure 6.16.

6.7. Conclusion

Les résultats des essais réalisés au niveau de laboratoire ont été comparés aux résultats numériques basés sur l'analyse par éléments finis effectuée à l'aide du logiciel PLAXIS 3D. Le travail présenté dans les sections précédentes permet de tirer les conclusions suivantes :

- Les conduites enterrées dans une pente de sol peuvent avoir des effets négatifs sur le comportement de la fondation. Ce phénomène se produit généralement lorsque la conduite enterrée traverse les lignes de cisaillement de la fondation, se traduisant par un tassement plus élevé de la fondation.
- La profondeur d'enfouissement de la conduite est le facteur le plus critique pour assurer la stabilité d'une fondation située au-dessus d'une conduite enterrée dans une pente du sol. En général, la conduite doit être enterrée sur une profondeur supérieure à trois fois la largeur de la fondation (c'est-à-dire, $h/B = 3$) afin d'éviter tout effet négatif sur sa capacité portante.
- La capacité portante de la fondation est influencée par la profondeur de la cavité. Plus la profondeur de la cavité est grande, plus la capacité portante est élevée.
- L'utilisation des fibres de verre et de carbone comme renfort augmente la capacité portante de la fondation.
- La capacité portante de la fondation (q_u) augmente avec l'augmentation du nombre de nappes de renforcement (N). Quel que soit le type de renforcement, l'utilisation de trois nappes de renforcement ($N = 3$) augmente considérablement la capacité portante de la fondation par rapport à l'utilisation d'une seule nappe ($N = 1$).
- L'utilisation de fibre de carbone dans le renforcement du talus a donné des valeurs de capacité portante plus élevées que l'utilisation de fibre de verre.
- Les résultats de l'analyse par éléments finis réalisée à l'aide du logiciel PLAXIS 3D correspondent bien aux résultats expérimentaux. Ce qui démontre que le modèle FEA a prédit avec précision le comportement du sol.

CONCLUSIONS GENERALES

En conclusion, cette étude a adopté une approche intégrant les résultats de simulations numériques et leur validation expérimentale pour examiner l'effet de cavité sur la capacité portante et le comportement des fondations filantes reposant sur un talus de sable renforcée est soumis à des charges de compression, les conclusions générales suivantes sont tirées de l'étude actuelle, à partir de chacun des aspects de la recherche et de l'analyse :

- Les conduites enterrés (cavité) dans une pente de sol peuvent avoir des effets à la fois négatifs et positifs sur le comportement des fondations superficielle.
- L'inconvénient de l'enfouissement d'une conduite dans une pente de sol lié à la possibilité d'intersection avec les lignes de cisaillement de la fondation. Cette intersection entraîne une augmentation significative du tassement de la fondation de 252 % et une réduction de 40 % de sa capacité portante, Pour éviter cet inconvénient, il est essentiel d'enterrer la conduite à une profondeur d'au moins trois fois la largeur de la semelle afin d'améliorer la capacité portante de la semelle et de réduire son tassement.
- De plus, il est important de souligner que la capacité portante de la semelle dépend considérablement du type et du nombre des nappes de renforcement utilisées.
- Les résultats obtenus à partir de l'analyse par éléments finis à l'aide du software Plaxis sont très proches au résultat expérimental, pour les faibles valeurs du tassement, et pour les valeurs élevées du tassement les résultats sont presque identiques, en raison de l'augmentation de la densité du sable due au chargement.
- Les résultats numériques concernant la capacité portante de la fondation sont identiques aux résultats expérimentaux.
- Les résultats de l'analyse par éléments finis réalisée avec le software PLAXIS 3D correspondent clairement aux résultats expérimentaux. Ces résultats démontrent que le modèle numérique a bien prédit le comportement du sol. Certaines variations sont dues aux limites de PLAXIS dans la simulation du comportement du PVC (cavité).

LES LIMITATIONS DE L'ETUDE

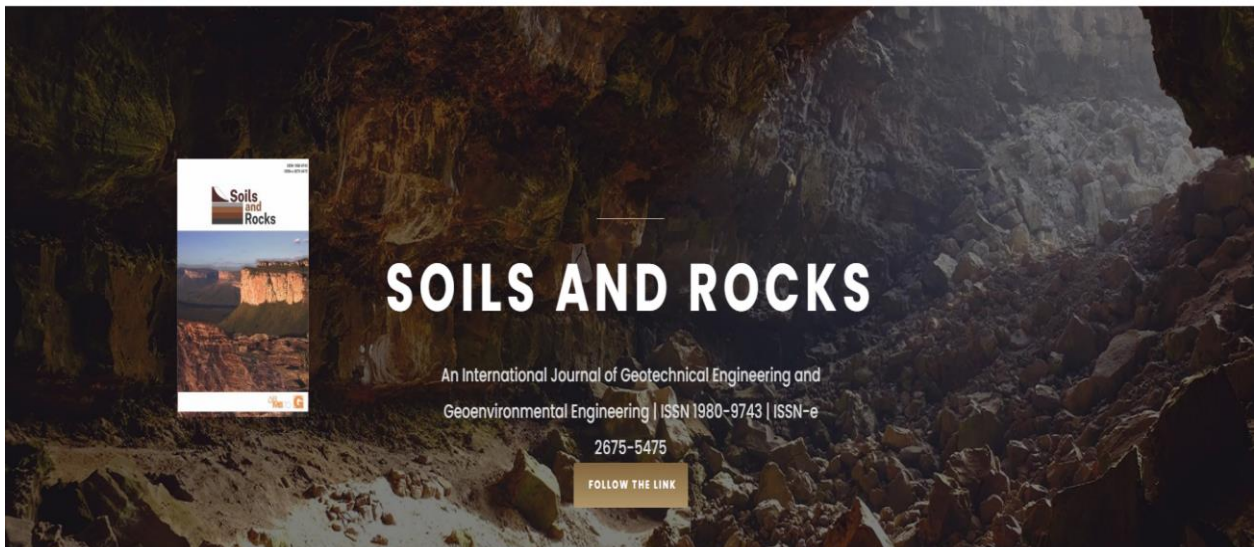
Bien que l'étude puisse être utilisée pour étudier l'effet des conduites (cavité) enterrées sous une pente de sol, et le comportement des fondations au-dessus, elle présente également certaines limites, comme indiqué ci-dessous :

- L'étude a utilisé un modèle physique à petite échelle pour l'étude expérimentale. Même si des efforts ont été faits pour minimiser l'effet d'échelle, l'utilisation des mesures est limitée. De même, le modèle numérique a été validé avec le modèle physique à petite échelle et, par conséquent, ses mesures peuvent également avoir un certain effet d'échelle.
- On a utilisé un sol sableux sec pour les essais. De plus, un seul type de sol a été utilisé en raison de difficultés expérimentales. Par conséquent, l'application de ses résultats à différents types de sols saturés peut être limitée.
- Les analyses de la capacité portante et du tassement d'un seul type de semelle filante ont été étudiées donc les conclusions obtenues ne peuvent pas être appliquées aux semelles carrées et circulaires.

PERSPECTIVES

Cette étude peut être exploitée dans le futur pour effectuer d'autres recherches plus développées sur l'interaction sol-conduite dans une pente de sol. Des recommandations pour les travaux possibles futurs sont données ci-dessous :

- Analyse de différents types de conduite : Examiner différents types de conduites (carré, rectangulaires ou elliptiques) afin d'évaluer leur influence sur l'interaction sol-conduite. La comparaison du comportement de différentes formes de conduites permet d'améliorer la compréhension de leur performance dans une pente de sol.
- Élargir le champ de la recherche en examinant les effets de différents diamètres de conduites sur l'interaction sol-conduite. Cela permettra de mieux comprendre le comportement de la conduite de différentes tailles dans une pente de sol.
- Étude des effets des différents angles d'inclinaison du sol pour examiner l'influence de l'interaction sol-conduite avec les différents gradients d'inclinaison. Pour améliorer notre compréhension de la stabilité et de la fonctionnalité des conduites à travers de différents angles de pente.
- Une surveillance à long terme et des essais sur le terrain pour valider les résultats de cette étude, permettra de mieux comprendre le comportement de l'interaction sol-conduite dans des conditions réelles.



Impact Score 0.48	h-Index 12	Rank 17824	SJR 0.216
------------------------------------	-----------------------------	-----------------------------	----------------------------

Note: The impact score shown here is equivalent to the average number of times documents published in a journal/conference in the past two years have been cited in the current year (i.e., Cites / Doc. (2 years)). It is based on Scopus data and can be a little higher or different compared to the impact factor (IF) produced by Journal Citation Report. Please refer to the Web of Science data source to check the exact journal impact factor™ (Thomson Reuters) metric.

Important Metrics

Title	Soils and Rocks
Abbreviation	Soils Rocks
Publication Type	Journal
Subject Area, Categories, Scope	Geotechnical Engineering and Engineering Geology (Q3)
h-index	12
Overall Rank/Ranking	17824
SCLmago Journal Rank (SJR)	0.216
Impact Score	0.48
Publisher	Associacao Brasileira de Mecanica dos Solos
Country	Brazil
ISSN	19809743

INDEXED IN





The cavity's effect on the bearing capacity of a shallow footing in reinforced slope sand

Bendaas Azeddine^{1#} , Merdas Abdelghani¹ 

Article

Keywords

Reinforced
Bearing capacity
Sand slope
PVC pipe

Abstract

This paper presents an experimental and numerical study for the effect of the cavity on the behaviour of a strip footing positioned on a reinforced sand slope. This study used a new type of geosynthetics called fiber carbon and fiber glass. These components have the potential to isolate the soil inside the geosynthetic and prevent shears stress mobilization. The investigation aimed to determine the effect of cavity depth (h) and the number of reinforcing layers (N) on the bearing capacity and settlement characteristics of footing, empirically for investigating the effect of cavity on the bearing capacity, some parameters were assumed constant in all tests, for example, relative density, a distance of the footing from the slope edge, and length between layers of reinforcement. The variable parameters are the distance between footings and centre of cavity and the number of reinforcing layers. The results show that the settlement behaviour of footing adjacent to a soil slope is significantly affected by h and N. It is observed that q_u , which represents the ultimate bearing capacity, improves with an increase in N. The influence of the cavity appeared insignificant when it was positioned at a depth equal to twice the width of footing.

1. Introduction

Bearing capacity and settlement are important factors in the construction of many types of geotechnical structures, particularly in hilly areas where it is necessary that foundations of those structures to be constructed on sloping grounds. Examples of such projects include buildings, electrical transmission towers, and bridges.

When a footing is constructed near a slope, the bearing capacity is relatively reduced compared to the footing on level ground. Having a strong grasp of the response of footing built close to slopes, particularly slope with a cavity, is crucial to the stability of structures, which can be expressed in terms of factor of safety.

Cavities are associated with tunnels, rail ways and canals, water, sewage, gas pipes, and power lines. All these cavities are affecting the ground stability. Knowing the location of the cavity and the characteristics of the materials formed in the cavities is an essential factor in ensuring the soils stability and choosing good reinforcement (Culshaw & Waltham, 1987).

Under such conditions, solutions such as improving the geometry of sloping surfaces, injections, or use of soil reinforcement are required to improve the bearing capacity of foundations and reinforce the slope with geosynthetic layers

(Afshar & Ghazavi, 2014). Soil reinforcement is considered a suitable method for improving the bearing capacity of footing that can widen the road and repair collapsed slopes (Al-Jazaairry & Toma-Sabbagh, 2017; Leshchinsky, 1997).

The literature has shown that the performance of the surface footing can be influenced by other parameters such as the geometrical slope parameters (footing shape, slope angle and height, void size, and void shape), slope soil properties (total unit weight, cohesiveness, and angle of shearing resistance), the type of geosynthetic reinforcement used and the arrangement of the geosynthetic reinforcement layers, depth of top layer, the number and vertical spacing of layers. According to the majority of researchers, placing geosynthetic reinforcing layers at the proper places inside slopes may substantially enhance the bearing capacity and reduce settlements of footings located on the crest of hills. Dahoua et al. (2018) proposed a mathematical approach for estimating the stability of geotextile reinforcements. According to the void size and position, the experimental observation of Kiyosumi et al. (2011) demonstrated three sorts of failure modes for a single void. Upper-bound calculations were presented to interpret the observed changes in bearing capacity.

Kolay et al. (2013) studied a footing placed on double-layer soil to find the load-settlement for reinforced and

*Corresponding author. E-mail address: azeddine.bn@yahoo.com

¹University of Sétif 1, Faculty of Technology, Department of Civil Engineering, Sétif, Algeria.

Submitted on April 10, 2022; Final Acceptance on November 4, 2022; Discussion open until May 31, 2023.

<https://doi.org/10.28927/SR.2023.003622>



This is an Open Access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License, which permits unrestricted use, distribution, and reproduction in any medium, provided the original work is properly cited.

Références Bibliographiques

- P. L., “Über die Harte plastischer Körper,” *Nachr. Ges. Wissensch, Gottingen, math. -phys. Klasse*, 1920, pp. 74–85, 1920.
- K. Terzaghi, R. B. Peck, and G. Mesri, *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, 1996. [Online]. Available: <https://books.google.it/books?id=XjH6DwAAQBAJ>
- G. G. Meyerhof, “The Ultimate Bearing Capacity of Foundations,” *Géotechnique*, vol. 2, no. 4, pp. 301–332, Dec. 1951,
- R. Frank, F. Cuiria, and S. Burlon, *Calcul des fondations superficielles et profondes*. Techniques de l’Ingénieur, 1999.
- A. S. Vesic, “Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations,” *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 99, no. 1, pp. 45–73, Jan. 1973,
- K. Terzaghi, “1943, *Theoretical soil mechanics*, Wiley, New York”.
- H. Reissner, “Zum erddruckproblem in: *Proceedings of the 1st international conference for applied mechanics*.” Delft, 1924.
- A. Caquot and J. Kerisel, *Traité de mécanique des sols*. Gauthier-Villars, 1956.
- A. Mabrouki, “Modélisation Numérique de L’interaction entre une fondation superficielle et d’autre constructions,” doctoral, Université Mohamed Khider Biskra, 2011. Accessed: May 28, 2023. [Online]. Available: <http://thesis.univ-biskra.dz/4005/>
- J. B. Hansen, “A REVISED AND EXTENDED FORMULA FOR BEARING CAPACITY,” 1970, Accessed: May 24, 2023. [Online]. Available: <https://trid.trb.org/view/125129>
- L. H., “Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand,” *3rd Int. Conf. Soil Mech.*, vol. 1, pp. 409–412, 1953.
- G. G. Meyerhof, “Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations,” *Can. Geotech. J.*, vol. 1, no. 1, pp. 16–26, Sep. 1963.
- G. G. Meyerhof, “The ultimate bearing capacity of foundations on slopes,” in *Proc., 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1957, pp. 384–386.
- J. P. Giroud, “Force portante d’une fondation sur une pente,” *ANN. ITBTP-SERIE: THEORIES ET METHODES DE CALCUL NO. 142*, no. 283/284, 1971.
- J. P. Giroud and TRAN-VO-NHIEM, “FORCE PORTANTE D’UNE FONDATION SUR UNE PENTE,” *ANN. I.T.B.T.P. - SERIE: THEORIES ET METHODES DE CALCUL NO. 142*, no. 283/284, Jul. 1971, accessed: May 28, 2023. [Online]. Available: <https://trid.trb.org/view/1080876>
- Y. Lebegue, “Essais de fondations superficielles sur talus,” in *Proceedings, 8th International*

- Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, 1973, p. 313.
- B. Zadroga, "Bearing Capacity of Shallow Foundations on Noncohesive Soils," *J. Geotech. Engrg.*, vol. 120, no. 11, pp. 1991–2008, Nov. 1994,
- A. S. Azzouz and M. M. Baligh, "Loaded Areas on Cohesive Slopes," *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 109, no. 5, pp. 724–729, May 1983, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9410(1983)109:5(724).
- J. Salencon and A. Tristan-Lopez, "CALCUL A LA RUPTURE EN MECANIQUE DES SOLS : CAS DES SOLS COHERENTS ANISOTROPES.," in *Annales de l'Institut technique du batiment et des travaux publics*, 1983, pp. 53–83.
- O. Kusakabe, T. Kimura, and H. Yamaguchi, "Bearing capacity of slopes under strip loads on the top surfaces," *Soils and foundations*, vol. 21, no. 4, pp. 29–40, 1981.
- J. Graham, M. Andrews, and D. H. Shields, "Stress characteristics for shallow footings in cohesionless slopes," *Can. Geotech. J.*, vol. 25, no. 2, pp. 238–249, May 1988.
- N. Bakir, "ETUDE SUR MODELES CENTRIFUGES DE LA CAPACITE PORTANTE DE FONDATIONS SUPERFICIELLES," Jun. 1993. Accessed: May 24, 2023.
- R. L. Michalowski, "Limit Analysis and Stability Charts for 3D Slope Failures," *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, vol. 136, no. 4, pp. 583–593, Apr. 2010.
- A. Marston, "THE THEORY OF EXTERNAL LOADS ON CLOSED CONDUITS IN THE LIGHT OF THE LATEST EXPERIMENTS," *Highway Research Board Proceedings*, vol. 9, 1930, Accessed: May 23, 2023. [Online]. Available: <https://trid.trb.org/view/103945>
- R. L. Baus and M. C. Wang, "Bearing Capacity of Strip Footing above Void," *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 109, no. 1, pp. 1–14, Jan. 1983.
- M. C. Wang and A. Badie, "Effect of Underground Void on Foundation Stability," *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 111, no. 8, pp. 1008–1019, Aug. 1985.
- Dr. A. Srivastava, C. Goyal, and A. Raghuvanshi, "Load Settlement Response of Footing Placed Over Buried Flexible Pipe through Model Plate Load Test," *International Journal of Geomechanics*, vol. 13, pp. 477–481, May 2012.
- P. Bryden, H. Naggar, and A. Valsangkar, "Soil-Structure Interaction of Very Flexible Pipes: Centrifuge and Numerical Investigations," *International Journal of Geomechanics*, vol. 15, p. 04014091, Nov. 2014.
- J. E. Gumbel, *Analysis and design of buried flexible pipes*. University of Surrey (United Kingdom), 1983.
- S. Bildik and M. Laman, "Experimental investigation of the effects of pipe location on the bearing capacity," *Geomechanics and Engineering*, vol. 8, pp. 221–235, Feb. 2015.

-
- S. Bildik and M. Laman, "Experimental Investigation of Soil — Structure — Pipe Interaction," *KSCE Journal of Civil Engineering*, vol. 23, Aug. 2019.
- M. L. Talesnick and S. Frydman, "Soil pressure and pipe deformation measurements for characterizing flexible pipe–soil systems under shallow cover," *Journal of Pipeline Systems Engineering and Practice*, vol. 9, no. 1, p. 04017028, 2018.
- H. Alarifi, H. Mohamad, N. Nordin, M. Yusoff, A. Darda'u Rafindadi, and B. Widjaja, "A Large-Scale Model of Lateral Pressure on a Buried Pipeline in Medium Dense Sand," *Applied Sciences*, vol. 11, p. 5554, Jun. 2021.
- M. Kiyosumi, O. Kusakabe, and M. Ohuchi, "Model Tests and Analyses of Bearing Capacity of Strip Footing on Stiff Ground with Voids," *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, vol. 137, no. 4, pp. 363–375, Apr. 2011.
- D. Saadi, K. Abbeche, and R. Boufarh, "Model experiments to assess effect of cavities on bearing capacity of two interfering superficial foundations resting on granular soil," *Studia Geotechnica et Mechanica*, vol. Vol. 42, no. nr 3, 2020.
- W. Feng, R. Huang, J. Liu, X. Xu, and M. Luo, "Large-scale field trial to explore landslide and pipeline interaction," *Soils and Foundations*, vol. 55, Jan. 2012.
- M. Kiyosumi, O. Kusakabe, M. Ohuchi, and F. Le Peng, "Yielding pressure of spread footing above multiple voids," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, vol. 133, no. 12, pp. 1522–1531, 2007.
- J. K. Lee, S. Jeong, and J. Ko, "Undrained stability of surface strip footings above voids," *Computers and Geotechnics*, vol. 62, pp. 128–135, Oct. 2014.
- A. A. Al-Jazaairry and T. T. Sabbagh, "Effect of Twin Cavities on the Axially Loaded Pile in Clay" vol. 11, no. 3, p. 8, 2017.
- Y. Xiao, M. Zhao, and H. Zhao, "Undrained stability of strip footing above voids in two-layered clays by finite element limit analysis," *Computers and Geotechnics*, vol. 97.
- A. Kapoor, B. S. Walia, and C. Singh, "Effect of Cavity on Bearing Capacity of Shallow Foundation in Reinforced Soil," in *Proceedings of the 1st International Conference on Sustainable Waste Management through Design*, H. Singh, P. Garg, and I. Kaur, Eds., in *Lecture Notes in Civil Engineering*, vol. 21. Cham: Springer International Publishing, 2019, pp. 313–322.
- H. Zhu, L. Zhang, K. Chan, and C. Chen, "Design safe distance between a buried pipe and a soil slope," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, vol. 171, pp. 1–25, Apr. 2018.
- H. F. Jahromi, F. Jafarzadeh, and M. S. Zakaria, "Experimental study of burial depth effect on embedded pipe deformations in sandy slopes under dynamic landsliding," *Soil Dynamics and*
-

- Earthquake Engineering, vol. 114, pp. 281–297, Nov. 2018.
- A. Wadi, L. Pettersson, and R. Karoumi, “Flexible culverts in sloping terrain: Numerical simulation of soil loading effects,” *Engineering Structures*, vol. 101, pp. 111–124, Oct. 2015.
- A. Fredj, A. Dinovitzer, A. Hassannejadasl, R. Gailing, and M. Sen, “Application of the Discrete Element Method (DEM) to Evaluate Pipeline Response to Slope Movement,” presented at the 2016 11th International Pipeline Conference, American Society of Mechanical Engineers Digital Collection, Nov. 2016.
- A. Wadi, L. Pettersson, and R. Karoumi, “Flexible culverts in sloping terrain: Numerical simulation of avalanche load effects,” *Cold Regions Science and Technology*, vol. 124, pp. 95–109, Apr. 2016.
- M. U. A. Khan, S. K. Shukla, and T. S. Paraskeva, “Stress distribution around the conduit buried within a soil slope – An experimental investigation,” *Transportation Geotechnics*, vol. 32, p. 100687, Jan. 2022.
- T. D. Pham, N. D. Bui, Q. T. Vu, H. T. Duong, and H. C. Phan, “Mitigating effect of embankment to adjacent pipe with CDM columns,” *E3S Web Conf.*, vol. 263, p. 02053, 2021.
- K. Ueno, K. Miura, and Y. Maeda, “Prediction of Ultimate Bearing Capacity of Surface Footings with Regard to Size Effects,” *Soils and Foundations*, vol. 38, no. 3, pp. 165–178, Sep. 1998.
- C. Yoo, “Laboratory investigation of bearing capacity behavior of strip footing on geogrid-reinforced sand slope,” *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 19, no. 5, pp. 279–298, Jul. 2001.
- K. M. Lee and V. R. Manjunath, “Experimental and numerical studies of geosynthetic-reinforced sand slopes loaded with a footing,” *Can. Geotech. J.*, vol. 37, no. 4, pp. 828–842, Aug. 2000.
- M. A. El Sawwaf, “Behavior of strip footing on geogrid-reinforced sand over a soft clay slope,” *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 25, no. 1, pp. 50–60, Feb. 2007.
- A. P. S. Selvadurai, *Elastic Analysis of Soil-Foundation Interaction*. Elsevier, 2013.
- S. K. Shukla and S. Chandra, “A Study on a New Mechanical Model for Foundations and Its Elastic Settlement Response,” *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, vol. 20, no. 8, pp. 595–604, 1996.
- M. Kazi, S. K. Shukla, and D. Habibi, “An Improved Method to Increase the Load-Bearing Capacity of Strip Footing Resting on Geotextile-Reinforced Sand Bed,” *Indian Geotech J*, vol. 45, no. 1, pp. 98–109, Mar. 2015.
- J. Lovisa, S. Shukla, and N. Sivakugan, “Behaviour of prestressed geotextile-reinforced sand bed supporting a loaded circular footing,” *Geotextiles and Geomembranes*, vol. 28, pp. 23–32, Feb. 2010.
- M. D. Bolton, “The strength and dilatancy of sands,” *Géotechnique*, May 2015.

- R. Rajkumar and D. K. Ilamparuthi, "Experimental Study on the Behaviour of Buried Flexible Plastic Pipe."
- Mizuno, T. (1948). On the bearing power of soil in a two-dimensional problem. Proceedings Second International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam, the Netherlands, 3, 44–46.
- Mizuno, T. (1953). On the bearing power of soil under a uniformly distributed circular load. Proceedings Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich, Switzerland, 1, 446–449.
- 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.
- Cox, A., D. (1962). Axially symmetric plastic deformations in soils. II: Indentation of ponderable soils. International Journal of Mechanical Sciences, 4, 371–380.
- Cox, A., D., Eason, G., Hopkins, H., G. (1961). Axially symmetric plastic deformations in soils. Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Series A, 254(1036), 1–45.
- Eason, G., Shield, R., T. (1960). The plastic indentation of a semi – infinite solid by a perfectly rough circular punch. J. Appl. Math. Phys. (ZAMP), 11, 1, 33–43.
- Ishlinskii, A.I. (1944). Ose simmetrichnaia zadacha teorii plastichnosti i proba brinellia. Prikladnaia matematika I mehkanika, 8, 201–208.
- Lundgren, H., Mortensen, K., (1953). Determination by the theory of plasticity of the bearing capacity of continuous footings on sand. Proceedings of the Third International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zürich, Switzerland, 409–412.
- Sokolovskii, V.V. (1960). Statics of soil media, Butterworths, London.
- Shield, R., T. (1955). On plastic flow of metal under conditions of axial symmetric bearing capacity of the clay. Proc. Royal Soc. London Ser. A, 233, No. 1193, pp. 267–287.
- Hansen, B., Christensen, N.H. (1969). Discussion of "Theoretical bearing capacity of very shallow footings" by A.L. Larkin. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division ASCE, 95 (6), 1568–1572.
- Gorbunov-Possadov, M.I. (1965). Calculations for the stability of sand bed by a solution combining the theories of elasticity and plasticity. Proceedings Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Montreal, Canada, 2, 51–55.
- Berezantsev, V. G. (1952). Axially symmetric problems of the Theory of limit equilibrium of granular material. Government Publishing House for Technical – Theoretical Literature, Moscow.

تلعب القنوات المدفونة دورًا حيويًا في تطوير وصيانة البنية التحتية الحديثة للأرض، والتي تُستخدم لحماية واحتواء أنواع مختلفة تحت الأرض، مثل الكابلات الكهربائية والألياف البصرية وأنابيب المياه وأنابيب الغاز وقنوات الصرف الصحي، من خلال الفهم الجيد لسلوك القناة والتربة، يمكن للمهندسين ضمان استقرار وطول عمر نظام قناة تربة، مما يقلل من مخاطر الفشل والإصلاحات أو الاستبدال المكلفة في المستقبل، ركزت غالبية الدراسات الأدبية السابقة على تحليل سلوك القناة والتربة تحت سطح الأرض المستوية. ومن خلال هذه الأطروحة تم التحقيق في استجابة تسوية الحمولة والقدرة على التحمل للأسس السطحية فوق قناة مدفونة في منحدر رملي، كما تم شرح تأثير عمق دفن القناة على قدرة تحمل الأساس، مع الأخذ في الاعتبار آلية فشلها وتأثير نظام التعزيز في تقليل الضغط على القناة المدفونة. وفقًا للنتائج، دفن القناة في منحدر رملي له تأثير سلبي على تسوية الأساس وقدرة التحمل للأساس فوق القناة، يرتبط بشكل أساسي بإمكانية تقاطعه القناة مع مستويات فشل القص للأساس المحمل، قد يؤدي هذا التقاطع إلى زيادة كبيرة في تسوية الأساس وتقليل قدرته على التحمل بنسبة تصل إلى 91% لتجنب هذا العيب، من الضروري دفن القناة على عمق لا يقل عن ثلاثة أضعاف عرض الأساس لتحسين قدرة التحمل بنسبة تصل إلى 48% وتقليل تسويتها.

كلمات مفتاحية : أساس، قدرة التحمل، منحدر، أنابيب بلاستيكية، نمذجة رقمية.

Résumé :

Les conduites enterrées jouent un rôle essentiel dans le développement et la maintenance des modernes infrastructures enterrées, qui sont utilisées pour protéger et recouvrir les différents types d'infrastructures, telles que les câbles électriques, les câbles à fibres optiques, les conduites d'eau et les conduites de gaz. La compréhension de l'interaction sol-conduite, permet aux ingénieurs et les experts de la construction d'assurer la stabilité du système sol-conduite, ainsi que de réduire le risque de la rupture et la réparation dans le futur. La majorité des études précédentes dans la littérature technique sont basées sur l'analyse du comportement des conduites en terrain horizontal. Dans ce cadre, l'objectif de cette thèse est d'évaluer le tassement et la capacité portante d'une fondation superficielle au-dessus d'une conduite enterrée dans une pente sableux, et de déterminer l'impact de la profondeur d'enfouissement de la conduite sur la capacité portante de la fondation, en considérant son mécanisme de rupture et l'impact du système de renforcement sur la réduction des contraintes liés à la conduite enterrée. Les résultats montrent que l'enfouissement des conduites dans un talus présenter des inconvénients sur le comportement de la fondation qui se trouve au-dessus. Les inconvénients sont principalement liés à la possibilité d'intersection avec les lignes de cisaillement de la fondation chargée. Cette intersection entraîne une augmentation significative du tassement de la fondation et une réduction de sa capacité portante qui atteignent 91%. Pour éviter cet inconvénient, il est essentiel que la conduite soit enterrée à une profondeur d'au moins trois fois la largeur de la semelle afin d'améliorer la capacité portante de la semelle de 48 % et de réduire son tassement.

Mots Clés : Fondation, Capacité portante, Pente, conduite en PVC, modélisation numérique.

Abstract:

buried conduits play a vital role in the development and maintenance of modern underground infrastructure, that are used to protect and house various types of infrastructure, such as electrical cables, fiber optic cables, water pipes, and gas pipes. The majority of previous literature studies have focused on analyzing soil-conduit interaction under level ground surface. For this purpose, laboratory experimentation and finite element modeling have been conducted in this thesis, which aims to investigate the load-settlement behaviour and the load-bearing capacity of a shallow footing placed over a conduit buried in a soil slope. The study aimed to explain the depth of burial of the conduit affects the load-settlement of the footing, considering its failure mechanism and the impact of the reinforcement system in reducing stress on the buried conduit. According to the results, burying a conduit in a soil slope can have a negative effect on the load-settlement response and bearing capacity of the footing located above it. The negative effect is primarily related to the possibility of it intersecting with the shear failure planes of the loaded footing. This intersection may lead to a significant increase in footing settlement and a reduction in its bearing capacity by up to 91%. To avoid this disadvantage, it is crucial to bury the conduit at a depth of at least three times the footing width to improve the load-bearing capacity of the footing by up to 48% and reduce its settlement.

Key Words: footing, Bearing capacity, slope, PVC pipe, numerical modelling.