

République Algérienne Démocratique Et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Université Batna 2 – Mostepha BEN BOULAID



Faculté de Technologie

Département de Génie civil

Thèse

Préparée au sein du (LGC-ROI Laboratoire De Génie Civil)

Présentée pour obtenir le diplôme de :

Doctorat en Sciences en Génie civil

Option : Géotechnique

Thème :

**Analyse numérique de l'effet d'une cavité sur la
capacité portante des fondations superficielles**

Présentée par :

BENBOUZA Assma

Soutenue le : 15 /02 /2024

Devant le jury composé de :

M ^r . SAADI Mohamed	MCA. Université de Batna 2	Président
M ^r . ABBECHE Khelifa	Prof. Université de Batna 2	Rapporteur
M ^r . BENMOUSSA Samir	MCA. Université de Batna 2	Examineur
M ^r . MAMEN Belgacem	MCA. Université de Khenchela	Examineur
M ^r . BOUTRID Abdelaziz	MCA. Université de Khenchela	Examineur
M ^r . BOUFARH Rafik	MCA. Université de Tébessa	Examineur
M ^r . MANSOURI Tarek	MCA. Université de Batna 2	Invité

Remerciements

Louanges à Dieu pour m'avoir aidé à compléter ce modeste travail.

*Je tiens à exprimer ma profonde gratitude à mon directeur de thèse monsieur **Khelifa Abbeche** professeur au département de Génie Civil, Université de Batna 2 pour m'avoir fait l'honneur d'orienter ce travail, pour son aide, ses encouragements et sa confiance qu'il m'a accordé qui ont été essentiels pour la réussite de ce projet de recherche.*

Je tiens également à remercier chaleureusement le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner ce modeste travail.

Sans oublier tous les collègues, chercheurs et doctorants pour leurs soutiens ou tout simplement leurs compagnies pendant ces années.

Je suis également reconnaissante envers mes parents, mon mari, mes enfants, mes frères et sœurs, mes amis et mes proches pour leur soutien indéfectible, leur patience et leurs encouragements tout au long de cette aventure académique exigeante. Votre présence et votre confiance en moi ont été une source d'inspiration et de motivation pour atteindre cet objectif.

Encore une fois, merci du fond du cœur pour votre soutien et votre engagement. Je suis extrêmement reconnaissante d'avoir pu compter sur vous tout au long de cette aventure académique.

RESUME

Ce travail présente une étude numérique basée sur l'analyse par éléments finis de la déformation plane d'un sable sous une semelle filante isolée ou deux semelles filantes rapprochées, situées au-dessus d'une ou deux cavités continues. Le rapport de capacité portante (BCR) et le facteur d'interférence ($\zeta\gamma$) ont été introduits pour déterminer l'effet d'une ou deux cavités sur la capacité portante ultime d'une seule semelle ou deux semelles interférentes.

L'influence de divers paramètres, dont l'espacement (S/B) (bord à bord) entre les deux semelles interférentes, ainsi que l'emplacement, la taille et la forme du vide, ont été étudiés.

En général, les résultats indiquent que la présence des cavités réduit la capacité portante et affecte la performance des semelles. Il existe des valeurs critiques de la distance verticale et horizontale des cavités, de la distance entre deux cavités et de l'espacement entre les semelles (α) (β) (x) et (S/B) respectivement par rapport à la largeur de la semelle B , au-delà desquelles l'effet des cavités sur la capacité portante d'une semelle isolée ou deux semelles interférentes devient négligeable. La zone de rupture est plus petite et plus étroite que celle du sol sans cavités.

Mots clés : *capacité portante ; semelle filante ; méthode des éléments finis ; cavités souterraines ; sol granulaire ; semelles interférentes.*

ABSTRACT

This work presents a numerical study based on finite element analysis of plane deformation of sand under a single isolated footing or two closely spaced footings, located above one or two continuous cavities. The bearing capacity ratio (BCR) and the interference factor ($\zeta\gamma$) were introduced to determine the effect of one or two cavities on the ultimate bearing capacity of a single footing or two interfering footings.

The influence of various parameters, including the spacing (S/B) (edge to edge) between the two interfering footings, as well as the location, size, and shape of the cavity, were studied.

In general, the results indicate that the presence of cavities reduces the bearing capacity and affects the performance of the footings. There are critical values of the vertical and horizontal distance of the cavities, distance between two cavities, and spacing between the footings (α) (β) (x) and (S/B) respectively In relation to the width of the footing B , beyond which the effect of cavities on the bearing capacity of an isolated footing or two interfering footings becomes negligible. The failure zone is smaller and narrower than that of the soil without cavities.

Keywords: *bearing capacity; strip footing; finite element method; underground voids; granular soil; interfering footings.*

ملخص

يقدم هذا العمل دراسة عددية باستخدام تحليل العناصر المنتهية في حالة الانفعال المستوي الذي يتم إجراؤه على الرمل الذي يحمل قاعدة شريطية معزولة أو قاعدتين شريطيتين متقاربتين فوق تجويف واحد أو تجويفين متواصلين. تم إدخال نسبة قدرة التحمل (BCR) وعامل التداخل ($\zeta\gamma$) لتحديد تأثير واحد أو اثنين من التجاويف على قدرة التحمل النهائية لقاعدة واحدة أو اثنين من قواعد التداخل.

تمت دراسة تأثير العوامل المختلفة، بما في ذلك التباعد (S / B) (حافة إلى حافة) بين القاعدتين المتداخلتين، بالإضافة إلى موقع وحجم وشكل التجويف.

بشكل عام، تشير النتائج إلى أن وجود التجاويف يقلل من قدرة التحمل ويؤثر على أداء القواعد. هناك قيم حدية للمسافة العمودية والأفقية للتجاويف، والمسافة بين تجويفين والبعد بين القاعدتين (α) (β) (x) و (S / B) على التوالي بالنسبة لعرض القاعدة، عندها يصبح تأثير التجاويف على قدرة التحمل للقاعدة المعزولة أو القواعد المتداخلة ضئيلاً. نلاحظ أيضاً أن منطقة التمزق أصغر وأضيق من تلك الموجودة في التربة بدون تجاويف.

الكلمات المفتاحية: قدرة التحمل. الأساس الشريطي؛ طريقة العناصر المنتهية؛ تجاويف تحت الأرض؛ تربة حبيبية؛ قواعد متداخلة.

SOMMAIRE

<i>Remerciements</i>	
RESUME	
ABSTRACT	
<i>ملخص</i>	
SOMMAIRE	
LISTE DES FIGURES.....	
LISTE DES TABLEAUX.....	
NOTATIONS ET ABREVIATIONS.....	
INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I.....	5
GENERALITES SUR LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.	5
I.1 INTRODUCTION	6
I.2 TYPES DES FONDATIONS	6
I.3 CHARGEMENT ET TASSEMENT	8
I.4 MECANISMES DE RUPTURE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.....	9
I.5 THEORIES CLASSIQUES DE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.....	13
I.6 METHODES UTILISEES POUR LA CONCEPTION DES FONDATIONS	18
I.6.1 Méthode de contrainte admissible.....	18
I.6.2 Méthode d'état limite	18
I.7 CONCLUSION	19
CHAPITRE II.....	20
L'INFLUENCE DES CAVITES ET DE L'INTERFERENCE DE FONDATIONS PROCHES SUR LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.	20
II.1. INTRODUCTION	21
II.2. EFFET DE PRESENCE DE CAVITES DANS LE SOL	21
II.2.1. Etude expérimentale et théorique MEF sur sols argileux limoneux (Baus & Wang, 1983).....	22
II.2.2. Etudes numérique et expérimentale de (Kiyosumi et al., 2011; Kiyosumi et al., 2007).....	25

II.2.3.	Etude numérique sur argile (Lee et al., 2014).....	29
II.2.4.	Etude numérique de (Lavasan, Talsaz, Ghazavi, & Schanz, 2016b).....	31
II.2.5.	Etude numérique de (Zhou et al., 2018).....	33
II.2.6.	Etude numérique de (Xiao et al., 2018).....	36
II.3.	EFFET DE L'INTERFERENCE DE DEUX FONDATIONS PROCHES.....	38
II.3.1.	Théorie de (Stuart, 1962).....	38
II.3.2.	Etude expérimentale de (Das & Larbi-Cherif, 1983).....	41
II.3.3.	Etude de (Kumar & Ghosh, 2007a) (Ghazavi & Lavasan, 2008; Kumar & Ghosh, 2007b).....	43
II.3.4.	Etude de (Mabrouki et al., 2010).....	44
II.3.5.	Etude de (Benbouza et al., 2018).....	45
II.3.6.	Etude de (Boufarh et al., 2019).....	47
II.3.7.	Etude de (Gupta & Sitharam, 2020).....	49
II.4.	CONCLUSION.....	49
CHAPITRE III.....		51
L'OUTIL DE MODELISATION NUMERIQUE.....		51
III.1.	METHODE DES ELEMENTS FINIS.....	52
III.1.1.	Introduction.....	52
III.1.2.	Historique.....	52
III.1.3.	Notions de base.....	53
III.2.	L'UTILISATION DE LA MEF.....	53
III.2.1.	Analyse des déplacements par MEF.....	54
III.2.2.	Eléments de l'analyse bidimensionnelle.....	56
III.2.3.	Interpolation des déplacements.....	56
III.2.4.	Déformations.....	57
III.3.	PRESENTATION DE LOGICIEL PLAXIS.....	57
III.3.1.	Options par défaut et solutions approchées.....	58
III.4.	LOIS DE COMPORTEMENTS DE PLAXIS.....	60
III.4.1.	Introduction.....	60
III.4.2.	Contraintes totales et effectives ainsi que les pressions interstitielles.....	61
III.4.3.	Comportement élastoplastique.....	62
III.4.4.	Modèle élastique linéaire.....	63
III.4.5.	Modèle de Mohr-Coulomb.....	64

III.4.6.	Modèle de sol avec écoulement (HSM)	67
III.4.7.	Modèle pour sols mous (Soft Soil Model).....	71
III.4.8.	<i>Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model)</i> ...	75
III.5.	CONCLUSION	78
CHAPITRE IV	80
	ETUDE NUMERIQUE DE L'EFFET DES CAVITES SUR LA CAPACITE PORTANTE D'UNE SEMELLE SUPERFICIELLE.....	80
IV.1	INTRODUCTION	81
IV.2	DÉFINITION DU PROBLÈME	81
IV.3	PROCEDURE DE LA SIMULATION NUMERIQUE	82
IV.3.1	Présentation du modèle	82
IV.3.2	Maillage et conditions aux limites.....	83
IV.4	PROGRAMME D'ESSAIS REALISES.....	84
IV.5	VALIDATION.....	86
IV.6	RESULTATS ET DISCUSSIONS	86
IV.6.1	Courbes de chargements déplacements avec et sans cavité.....	87
IV.6.2	Effet de la profondeur de la cavité (α).....	88
IV.6.3	Effet de la distance horizontale entre le centre de la fondation et celui de la cavité(β)	89
IV.6.4	Effet de la taille de la cavité	92
IV.6.5	Effet de deux cavités de configuration symétrique ou parallèle	95
IV.6.6	Mécanismes de rupture du sol.....	100
IV.7	CONCLUSION	101
CHAPITRE V	104
	ETUDE NUMERIQUE DE L'EFFET DES CAVITES SUR LA CAPACITE PORTANTE DE DEUX SEMELLES SUPERFICIELLES ETROITEMENT ESPACEES	104
V.1.	INTRODUCTION	105
V.2.	DEFINITION DU PROBLEME	105
V.3.	PROCEDURE DE LA SIMULATION NUMERIQUE	106
V.3.1.	Présentation du modèle	106
V.4.	PROGRAMME D'ESSAIS REALISES.....	108
V.5.	RESULTATS ET DISCUSSIONS	108
V.5.1.	Effet d'interférence de deux semelles filantes étroitement espacées	

V.5.2. Effet d'interférence de deux semelles filantes étroitement espacées reposant sur une seule cavité.....	111
V.5.3. Effet d'interférence de deux semelles filantes étroitement espacées reposant sur deux cavités.	112
V.6. CONCLUSION	113
CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	114
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	118

LISTE DES FIGURES

Figure I. 1 Les trois types de fondations.....	6
Figure I. 2 Types de fondations superficielles (Frank, Caira, & Burlon, 1999).	7
Figure I. 3 Chargement-tassement d'une semelle (Frank, Caira, & Burlon, 1999).....	9
Figure I. 4 Rupture par cisaillement généralisé dans le sol (Das, 2017).	10
Figure I. 5 Rupture locale par cisaillement dans le sol (Das, 2017).	11
Figure I. 6 Rupture par poinçonnement localisé dans le sol (Das, 2017).	12
Figure I. 7 Nature de la rupture d' un sol sableux en fonction de D_r et D_f/R (Vesić, 1973)....	13
Figure I. 8 Mécanisme de rupture d'une fondation filante (Prandtl, 1920).	14
Figure I. 9 Mécanisme de rupture d'une fondation filante surchargée (Reissner, 1924).	14
Figure I. 10 Comparaison de deux mécanismes de rupture (Terzaghi, 1943)à gauche et (G.G. Meyerhof, 1951) à droite.	17
Figure II. 1 Semelle filante centrée sur un vide continu (Baus & Wang, 1983).....	22
Figure II. 2 Modèle numérique FEM (Baus & Wang, 1983).	23
Figure II. 3 Modèle expérimental (Baus & Wang, 1983).	23
Figure II. 4 Comparaison des résultats MEF et des essais sur modèle de semelle (Baus & Wang, 1983).	24
Figure II. 5 schéma du système semelle et un vide carré. (Kiyosumi et al., 2007).....	25
Figure II. 6 Variation de R en fonction de la profondeur et l'excentricité d'un vide (Kiyosumi et al., 2007).....	26
Figure II. 7 Rupture de sol avec X varié pour une valeur de $Y / B = 1,5$ (Kiyosumi et al., 2007).	27
Figure II. 8 Mécanismes de rupture (Kiyosumi et al., 2011).	27
Figure II. 9 Comparaison entre les mécanismes critiques en limite supérieure et les observations expérimentales.	28
Figure II. 10 Définition des problèmes étudiés (Lee et al., 2014).....	29
Figure II. 11 Maillage typique d'éléments finis et extension des limites (Lee et al., 2014)....	29
Figure II. 12 Courbe de l'emplacement critique d'un vide sous semelle filante (Lee et al., 2014).....	30
Figure II. 13 Comparaison des courbes chargement-tassement (Lavasan et al., 2016b).....	31
Figure II. 14 Mécanisme de rupture pour le cas de deux vides sous la semelle (Lavasan et al., 2016b).....	32
Figure II. 15 Comparaison entre N_c déterminé à l'aide de l'optimisation de la disposition des discontinuités (DLO) et celui des études antérieures (Zhou et al., 2018).	34
Figure II. 16 Emplacements critiques pour la capacité portante (Zhou et al., 2018).	34
Figure II. 17 Mécanismes de rupture avec un seul vide ($a = 3.0$) (Zhou et al., 2018).	35
Figure II. 18 Présentation des modèles étudiés (Xiao et al., 2018).	36
Figure II. 19 Comparaison d'une semelle filante sur un sol argileux homogène avec une seule cavité(Xiao et al., 2018).	37
Figure II. 20 Mécanisme de rupture observée sous deux semelles filantes approchées rigides ($\alpha_1=\phi$, $\alpha_2=45-\phi/2$, $\alpha_3=180-\phi$) (Stuart, 1962).	39
Figure II. 21 Facteur d'interférence ζ_y (Stuart, 1962).....	40

Figure II. 22 Facteur d'interférence ζ_q (Stuart, 1962).	41
Figure II. 23 Modèle d'un essai de laboratoire (Das & Larbi-Cherif, 1983).	41
Figure II. 24 comparaison des facteurs d'interférence de (Stuart, 1962) et (Das & Larbi-Cherif, 1983).	42
Figure II. 25 Comparaison de ζ_v obtenus par différentes études (Ghazavi & Lavasan, 2008).43	
Figure II. 26 Comparaison de ζ_v pour (a)semelle filante ;(b) semelle carrée (Ghazavi & Lavasan, 2008).	44
Figure II. 27 Comparaison des valeurs de ζ_v obtenues avec les résultats théoriques et les données expérimentales pour des semelles rugueuses et un encrage $D/B = 0,4$ (Mabrouki et al., 2010).	45
Figure II. 28 Surface de rupture pour différentes valeurs de Δ/B (Benbouza et al., 2018).....	46
Figure II. 29 Comparaison des résultats numériques, expérimentaux et analytiques (Benbouza et al., 2018).	47
Figure II. 30 Problème étudié (Boufarh et al., 2019).	47
Figure II. 31 $\xi\gamma$ en fonction de x/B pour $\phi_2 > \phi_1$ (Boufarh et al., 2019).	48
Figure II. 32 $\xi\gamma$ en fonction de x/B pour $\phi_2 < \phi_1$ (Boufarh et al., 2019).	48
Figure II. 33 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux (Gupta & Sitharam, 2020).	49
Figure III. 1Maillage EF en Plaxis.	54
Figure III. 2 Éléments de l'analyse bidimensionnelles.	56
Figure III. 3 Élément triangulaire à 6 nœuds.	57
Figure III. 4 Modélisation du comportement élastoplastique unidimensionnel.	62
Figure III. 5 Comportement élastique parfaitement plastique.	62
Figure III. 6 Comportement élasto-plastique avec écrouissage.	63
Figure III. 7 paramètres d'un modèle élastique linéaire.	64
Figure III. 8 Écran de paramètres avancés du modèle élastique linéaire.	64
Figure III. 9 Surface de rupture du modèle Mohr-Coulomb avec $c=0$	65
Figure III. 10 Essai de compression triaxiale avec le modèle de Mohr-coulomb.	66
Figure III. 11 Paramètres du modèle HSM.	68
Figure III. 12 Fenêtre des paramètres avancés de modèle HSM.	68
Figure III. 13 HSM dans un repère chargement-déformation.	69
Figure III. 14 Module oedométrique.	70
Figure III. 15 Identification de l'angle de dilatance.	70
Figure III. 16 Configuration des surfaces de charge dans le modèle HSM.	71
Figure III. 17 Configuration de la surface de rupture dans le modèle HSM pour un sol qui a une cohérent nulle.	71
Figure III. 18 Représentations des paramètres lors d'un essai oedométrique.	73
Figure III. 19 Paramètres du SSM.	74
Figure III. 20 Paramètres avancés du SSM.	74
Figure III. 21 Surface de rupture de SSM dans deux plans différents.	75
Figure III. 22 Effet du temps sur les essais oedométriques.	76
Figure III. 23 Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan $p-q$	76
Figure III. 24 Paramètres du SSCM.	78
Figure III. 25 Paramètres avancés du SSCM.	78

Figure IV. 1 Géométries des problèmes.	81
Figure IV. 2 Présentation du model étudié.....	83
Figure IV. 3 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.	84
Figure IV. 4 Courbe chargements-déplacements.	87
Figure IV. 5 Variation du BCR en fonction de α	88
Figure IV. 6 Variation du rapport de la capacité portante (BCR) en fonction de (β).	89
Figure IV. 7 Mécanismes de rupture pour plusieurs positions d'une cavité circulaire.	90
Figure IV. 8 Mécanismes de rupture pour plusieurs positions d'une cavité carrée.....	90
Figure IV. 9 Emplacements critiques d'une cavité avec variation de β en fonction de α	91
Figure IV. 10 Effet de la taille des cavités sur le rapport de la capacité portante BCR	92
Figure IV. 11 Mécanismes de rupture pour plusieurs tailles de la cavité $m=n$	93
Figure IV. 12 Mécanismes de rupture pour plusieurs tailles de la cavité $n=1$, m variée.....	94
Figure IV. 13 Mécanismes de rupture pour plusieurs tailles de la cavité n variée, $m=1$	94
Figure IV. 14 Effet de deux cavités de configuration symétrique ou parallèle sur le BCR.	95
Figure IV. 15 Emplacements critiques des cavités avec variation de x en fonction de α	97
Figure IV. 16 Mécanismes de rupture pour deux cavités circulaires de configuration symétrique.....	98
Figure IV. 17 Mécanismes de rupture pour deux cavités carrées de configuration symétrique.....	98
Figure IV. 18 Mécanismes de rupture pour deux cavités circulaires de configuration parallèle.....	99
Figure IV. 19 Mécanismes de rupture pour deux cavités circulaires de configuration parallèle.	99
Figure V. 1 Géométries des problèmes.	105
Figure V. 2 Maillage et conditions aux limites des modèles étudiés.....	107
Figure V. 3 Variation de facteur d'interférence (ζ_γ) en fonction de rapport d'espacement (S/B).	109
Figure V. 4 Comparaison entre les valeurs de la littérature et celles de la présente étude.	110
Figure V. 5 Variation de ζ_γ en fonction du S/B pour une seule cavité circulaire ou carrée. .	111
Figure V. 6 Variation de ζ_γ en fonction du S/B pour deux cavités circulaires ou carrées avec $x=2$	112

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III. 1 Relations entre les paramètres du modèle SSM et du modèle Cam-Clay.....	72
Tableau IV. 1 Programme d'essais réalisés.....	85
Tableau IV. 2 Valeurs de facteur de portance N_γ	86
Tableau V. 1 Programme d'essais réalisés.....	108

NOTATIONS ET ABREVIATIONS

NOTATIONS

B	: Largeur de la semelle.
L	: Longueur de la semelle.
D , D_f	: L'encastrement de la semelle.
Q_l	: Charge limite.
c	: Cohésion.
D_R	: Densité relative.
R	: Rayon hydraulique.
N_γ	: Terme de surface fonction de la largeur B.
N_c	: Terme de cohésion fonction de la largeur B.
N_q	: Terme de profondeur fonction de la largeur B.
N_s	: Facteur de la pression limite non drainée.
γ_h , γ	: Poids volumique Humide.
γ_{dry}	: Poids volumique sec.
γ_{sat}	: Poids volumique saturé.
δ	: Déplacement unitaire.
A	: aire de la base de la semelle.
P	: périmètre de la base de la fondation.
Pe	: Le vecteur des forces nodales,
Ue	: Le vecteur des déplacements nodaux,
Ke	: La matrice de rigidité élémentaire.
Δu_w	: La surpression interstitielle
K_w	: le module de déformation volumique,
n	: la porosité,
Δε_v	: l'incrément de déformation volumique.
ν	: Le coefficient de Poisson.
G	: module de cisaillement.
G'	: module de cisaillement drainé.
G_u	: module de cisaillement non drainé.
ε_v	: Déformation volumique.
k*	: Indice de gonflement.

λ^*	: Indice de compression.
μ^*	: Indice de fluage.
ν_u	: Coefficient de Poisson ultime.
ν_{ur}	: Coefficient de Poisson en charge décharge.
σ	: Contrainte.
σ_n	: Contraintes normales
φ	: Angle de frottement interne du sol.
φ_{cv}	: Angle de frottement à volume constant, au palier.
φ_u	: Angle de frottement ultime.
ψ	: Angle de dilatance du sol.
$\Delta \underline{\sigma}$: Incrément de contraintes
\underline{f}	: Vecteur forces de volume
$\underline{\varepsilon}$: Vecteur déformations
ζ_y, ζ_q	: facteurs d'interférence
E	: Module d'Young.
E_{increment}	: Augmentation de la rigidité.
$\underline{\underline{M}}$: Matrice de rigidité
$\underline{\underline{D}}^e$: Matrice de rigidité élastique
F	: Fonction de la surface de charge
f_i	: Force de volume.
EI	: Rigidité de flexion.
EA	: Rigidité normale.
E_{ur}^{ref}	: Module oedométrique en décharge.
E_{oed}^{ref}	: Module tangent dans un essai oedométrique.
E_{50}^{ref}	: Module oedométrique sécant dans un essai triaxial.
K₀	: Coefficient des terres au repos.
V_t	: Champ du déplacement cinématiquement admissibles.
Δu_w	: Surpression interstitielle.
ΔU	: Déplacement relatif
U	: Déplacement.
T_i	: Force de surface.

ABREVIATIONS

MEF : Méthode des Eléments Finis.

HSM : Hardening Soil Model.

SSCM : Soft Soil Creep Model.

SSM : Soft Soil Model.

BCR : Rapport de la capacité portante.

INTRODUCTION GENERALE

Le développement urbain est l'une des importantes priorités du gouvernement algérien ces dernières années. Cela a considérablement réduit la surface disponible pour la construction du projet. Il est donc devenu impératif de rapprocher les bâtiments afin d'optimiser l'espace disponible. Cependant, ce type de construction peut affecter la portance des fondations.

Les fondations sont des éléments clés dans la conception et la construction de structures, assurant la transmission des charges des éléments structuraux vers le sol sous-jacent. Cependant, divers facteurs peuvent influencer leur capacité portante, notamment la présence de cavités dans le sol. Les cavités peuvent être de nature naturelle ou artificielle. L'effet des cavités sur la capacité portante des fondations superficielles peut être significatif et doit être pris en compte de manière appropriée lors de la conception et de la construction des fondations. Les cavités peuvent affaiblir la résistance du sol sous la fondation, entraînant un affaissement ou une déformation de la structure. De plus, lorsque plusieurs fondations sont construites à proximité de cavités, elles peuvent interagir et entraîner une diminution de leur capacité portante individuelle en raison d'effets de surcharge ou de tassement différentiel. Par conséquent, il est essentiel de connaître les effets des cavités sur la capacité portante des fondations superficielles interférentes afin de garantir la stabilité et la performance à long terme des structures construites sur de tels sols complexes.

L'estimation de la charge limite des semelles implique généralement une méthode semblable à celle de la théorie de (Terzaghi, 1943) pour les fondations superficielles isolées. Cependant, dans la pratique, les semelles sont rarement isolées et peuvent interagir les unes avec les autres. L'interférence des semelles superficielles a été étudiée théoriquement par (Stuart, 1962), cette théorie classique fournit une estimation de la portance de deux semelles superficielles adjacentes en utilisant la méthode des contraintes caractéristiques et celle de l'équilibre limite.

Les chercheurs (Das & Larbi-Cherif, 1983) ont réalisé des essais expérimentaux pour deux semelles proches l'une de l'autre sur un sable, Ils ont constaté que les facteurs d'interférence sont généralement plus faibles que ceux prédits par la théorie.

(Hazell, 2004) a étudié l'interaction entre deux semelles filantes rugueuses et lisses très proches l'une de l'autre sur du sable meuble et dense.

(Kumar & Ghosh, 2007a) ont utilisé la méthode des caractéristiques pour deux mécanismes de rupture différents, et ils ont noté que les résultats du deuxième mécanisme se rapprochent plus de la théorie de (Stuart, 1962). (Kumar & Ghosh, 2007b) ont utilisé l'analyse des limites supérieures pour déterminer l'effet d'interférence de deux semelles filantes adjacentes plaçant sur un sol pulvérulent. Ils ont constaté que la capacité portante ultime devient maximale à partir d'un certain espacement critique entre les semelles.

(Mabrouki, Benmeddour, Frank, & Mellas, 2010) ont étudié la portance de deux semelles filantes interférentes numériquement, Ils ont utilisé les facteurs d'interférence pour l'estimation des effets d'interférence de ces semelles pour plusieurs types de sols.

(Benbouza, Arabet, & Abbeche, 2018) ont étudié les mécanismes de rupture d'un sol pulvérulent sous deux semelles filantes rapprochées, et ont conclu que les mécanismes de rupture observés pour le sol granulaire sont bien conformé à ceux présentés par la théorie de (Stuart, 1962).

Une étude expérimentale a été réalisée par (Boufarh, Abbeche, & Abdi, 2019) sur un modèle réduit pour étudier l'interférence de deux semelles filantes juxtaposées construites sur deux couches de sol. Les résultats obtenus ont démontré une corrélation significative entre le facteur d'interférence, l'épaisseur et la résistance de la première couche située directement sous la semelle.

(Gupta & Sitharam, 2020) Les chercheurs ont mené une étude expérimentale et numérique pour analyser l'effet d'interférence de deux semelles carrées rapprochées et placées sur un sol sableux. Leurs résultats ont révélé que l'effet d'interférence atteignait son maximum lorsque l'espacement entre les deux semelles était de 0,5 fois la largeur d'une semelle, tandis que l'effet d'interférence était négligeable lorsque l'espacement était de 2 fois la largeur d'une semelle,

L'existence des cavités souterraines (par exemple, des cavités naturelles ou artificielles) peut être attribuée à deux raisons : la dissolution des matériaux solubles (par exemple, le sel, la dolomite et le calcaire) et les activités souterraines artificielles telles que le creusement de tunnels, les mines, les excavations de métro, etc. Ces vides peuvent

causer de sérieux problèmes d'ingénierie conduisant à une mauvaise performance des fondations peu profondes, à l'effondrement de structures, au tassement des routes, etc. qui nécessitent une attention particulière dans la pratique de l'ingénierie. Dans de nombreux cas, les semelles sont placées sur un sol contenant des cavités qui ne sont pas visibles avant la construction ou qui se forment après la construction.

Plusieurs études sur le sujet sont disponibles et certaines d'entre eux traitent de l'interaction cavité-fondation, par exemple (Badie & Wang, 1994), tandis que d'autres chercheurs ont étudié expérimentalement, théoriquement et numériquement l'effet d'une cavité sur la stabilité des semelles superficielles (Azam, Hsieh, & Wang, 1991; Badie & Wang, 1984; Baus & Wang, 1983; Wang & Badie, 1985; Wang & Hsieh, 1987; WOOD & Carnach, 1985).

D'autres études ont examiné la portance des semelles filantes au-dessus des cavités de différentes formes par la méthode des éléments finis (Kiyosumi, Kusakabe, & Ohuchi, 2011; Kiyosumi, Kusakabe, Ohuchi, & Le Peng, 2007).

(Lee, Jeong, & Ko, 2014) ont adopté l'analyse numérique pour estimer la pression limite non drainée des semelles filantes situées au-dessus d'une ou deux cavités.

(Lavasan, Talsaz, Ghazavi, & Schanz, 2016a) ont étudié numériquement le comportement d'une fondation filante sur doubles cavités et ont clarifié le mécanisme de rupture.

(Zhou et al., 2018) ont examiné la capacité de charge ultime et le mécanisme de rupture d'une semelle filante soumise à une charge verticale placée sur un sol $c-\phi$ avec des cavités carrés. Les emplacements critiques et défavorables des cavités ont été analysés.

(Xiao, Zhao, & Zhao, 2018) ont utilisé l'analyse limite par éléments finis pour étudier la capacité portante non drainée d'une semelle filante située au-dessus d'une cavité dans un bicouche d'argiles. L'impact des paramètres sur le facteur de capacité portante non drainée N_s a également été étudié, notamment le rapport de contrainte de cisaillement non drainé du sol, l'épaisseur de la couche supérieure, l'emplacement, la taille, la largeur, la hauteur et l'espacement des vides.

L'effet des cavités souterraines sur la résistance des fondations superficielles est de plus en plus pris en considération au cours des dernières années à cause de leurs

conséquences potentielles sur la stabilité des sols. Dans ce travail, on va soutenir que les cavités souterraines ont des effets défavorables sur la capacité portante des fondations superficielles en réduisant leur portance et leur résistance à la compression. Pour soutenir cette affirmation, on va faire des études numériques sur ce sujet. Les études disponibles restent insuffisantes notamment pour les sols pulvérulents. Il faut donc plus de recherches pour mieux comprendre ce phénomène. On va analyser comment une ou deux cavités de forme circulaire ou carrée affectent la capacité portante des semelles filantes isolées ou des semelles filantes étroitement espacées qui reposent sur une couche de sable.

L'objectif principal de ce travail était de mettre en évidence l'effet de plusieurs paramètres, à savoir la position horizontale et verticale des cavités, leur forme et leur taille, l'espacement entre deux semelles, ainsi que le nombre de ces cavités, et leur impact sur la capacité portante d'une seule semelle filante ou de deux semelles filantes interférentes. Ainsi que de Trouver les mécanismes de rupture des fondations correspondants à chaque cas de notre analyse paramétrique

Cette thèse est composée d'une introduction générale et de cinq chapitres, Un bref résumé de chaque chapitre est donné ci-dessous :

- Le premier chapitre, est consacré à la présentation des types de fondations et leurs capacités portantes.
- Ensuite les paramètres affectant la capacité des charges des fondations superficielles tels que la présence des cavités souterraines dans le sol et l'interférence de fondations proches, ont été traités au deuxième chapitre.
- Dans le troisième chapitre, on a présenté l'outil de modélisation numérique par un code de calcul à base de la méthode des éléments finis, et les lois de comportements utilisés dans ce code.
- Les chapitres quatre et cinq sont consacrés à l'établissement de modèles numériques, présentation et discussions des résultats obtenus.
- Finalement, nous concluons avec des conclusions générales et des perspectives liées aux résultats trouvés dans cette thèse

CHAPITRE I

GENERALITES SUR LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.

I.1 INTRODUCTION

Les fondations superficielles présentent une partie importante de la construction et sont utilisées pour soutenir les bâtiments et d'autres structures. Leur capacité portante est un élément important à tenir en considération lors de la conception et la construction, elle se réfère à la charge maximale ou au poids qu'un sol ou une fondation peut supporter sans subir de tassements excessifs, d'échecs ou d'effondrements. C'est un élément très important à tenir en considération en génie civil et en construction pour s'assurer que les structures sont construites sur des fondations stables et sécuritaires.

Dans cette partie de ce travail, les notions fondamentales sur la portance des fondations superficielles sont présentées.

I.2 TYPES DES FONDATIONS

Il existe plusieurs types de fondations utilisées dans la construction. Ces types de fondations sont choisis en fonction des caractéristiques du sol, de la structure du bâtiment et des charges à supporter. Voici quelques exemples de types de fondations :

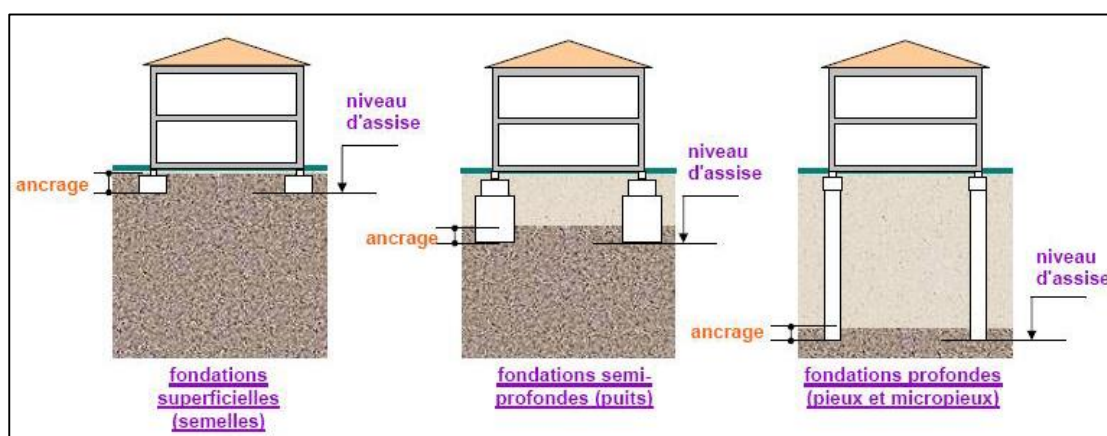


Figure I. 1 Les trois types de fondations.

- Fondations superficielles ($D < 1,5 B$) : Ce sont les types de fondations les plus couramment utilisés, notamment les fondations en semelles isolées ($L/B < 10$), en semelles filantes ($L/B > 10$) où la surface de ces semelles ne couvre qu'une partie de la surface à construire, ou les radier qui couvrent la totalité de la surface à construire. Elles sont utilisées pour des bâtiments légers à moyens et sont généralement adaptées aux sols de bonne capacité portante.

- Fondations profondes ($D > 5B$) : Ces fondations sont utilisées lorsque le sol de surface n'a pas une portance suffisante pour supporter les charges du bâtiment. Les exemples de fondations profondes comprennent les pieux, les micropieux et les puits. Ils sont utilisés pour transférer les charges du bâtiment vers des couches de sol plus profondes et plus résistantes.

Notant que B, L et D sont la largeur, la longueur de la fondation et l'encastrement de la fondation dans le sol respectivement.

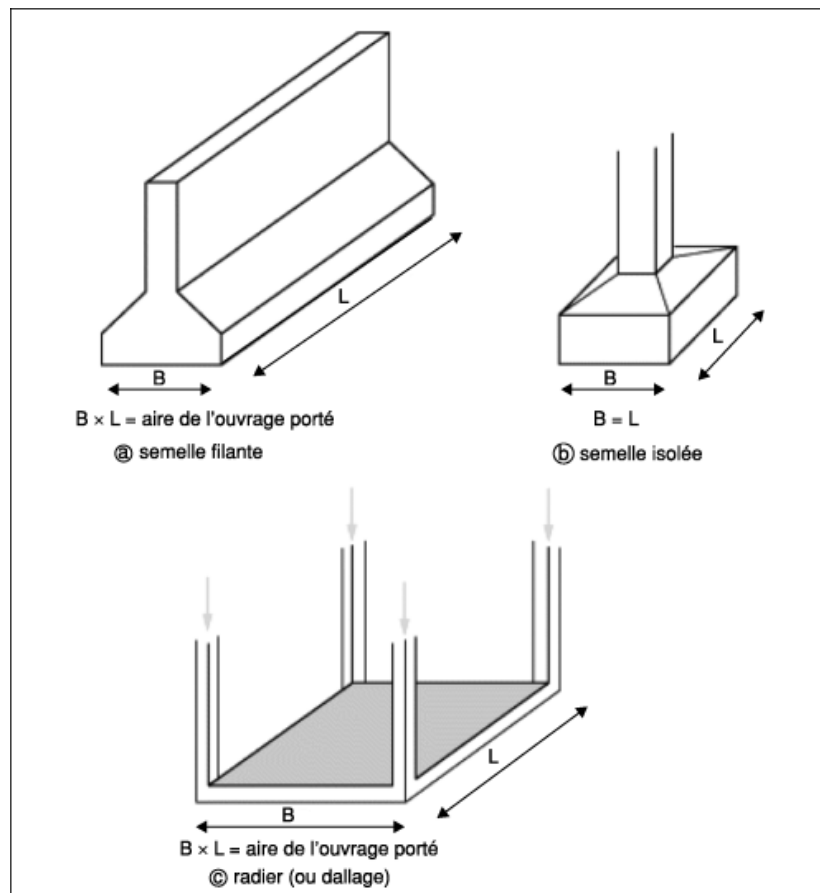


Figure I. 2 Types de fondations superficielles (Frank, Cuiria, & Burlon, 1999).

Il existe également d'autres types de fondations spéciales qui sont utilisées dans des situations particulières, telles que les fondations sur pieux en mer pour les plates-formes offshore, les fondations sur palplanches pour les quais ou les fondations sur pieux sécants pour les sols argileux mous.

Pour déterminer le type de fondation le plus approprié pour un projet de construction donné, on prend en considération des conditions du sol, de la structure du bâtiment et des charges à supporter.

Pour des considérations de rentabilité, il est courant de rechercher des options de fondation superficielle pour une construction. Toutefois, Si cette approche n'est pas réalisable sur le plan technique (en raison de la capacité du sol à supporter le chargement ou de la magnitude des tassements) ou économique, il peut être nécessaire d'envisager une solution de fondation profonde.

I.3 CHARGEMENT ET TASSEMENT

Le géotechnicien cherche généralement à opter pour des fondations superficielles pour diminuer les coûts, sauf s'il rencontre des contraintes spécifiques liées au type des projets, aux sols ou bien au site l'en empêchent. Dans ce cas, sa principale préoccupation sera d'évaluer la portance de la fondation, pour s'assurer que les couches de sol sont en mesure de supporter efficacement la charge transmise. Si les calculs donnent un résultat positif, notamment si cela n'entraîne pas une emprise au sol excessive, alors il devra également vérifier que les tassements sous les chargements (qu'elles soient permanentes ou exceptionnelles) restent dans les limites acceptables. La capacité portante et les tassements sont donc les deux éléments essentiels à prendre en compte systématiquement pour le dimensionnement des fondations.

Les concepts de portance et de tassement sont bien illustrés par la Figure I.3, qui représente une courbe chargement en fonction de déplacement obtenue lors de la mise en charge d'une semelle.

Quand la charge centrée est appliquée sur la fondation, le tassement croît proportionnellement au chargement appliqué. Cependant, à mesure que la charge augmente, le tassement devient non proportionnel, indiquant l'apparition d'une zone de sol plastique au-dessous de la semelle. À partir d'une charge bien déterminée, appelée charge limite (Q_l), le sol peut se rompre. Cela signifie que la couche de sol ne peut pas supporter plus de chargement, atteignant ainsi l'écoulement plastique.

La charge limite, également appelée charge ultime, charge de rupture ou la capacité portante, est la base de la conception des fondations des structures. Un dimensionnement approprié de la fondation consistera à garantir que la charge

appliquée reste inférieur au chargement limite, et le tassement doit être admissible (voir la Figure I.3).

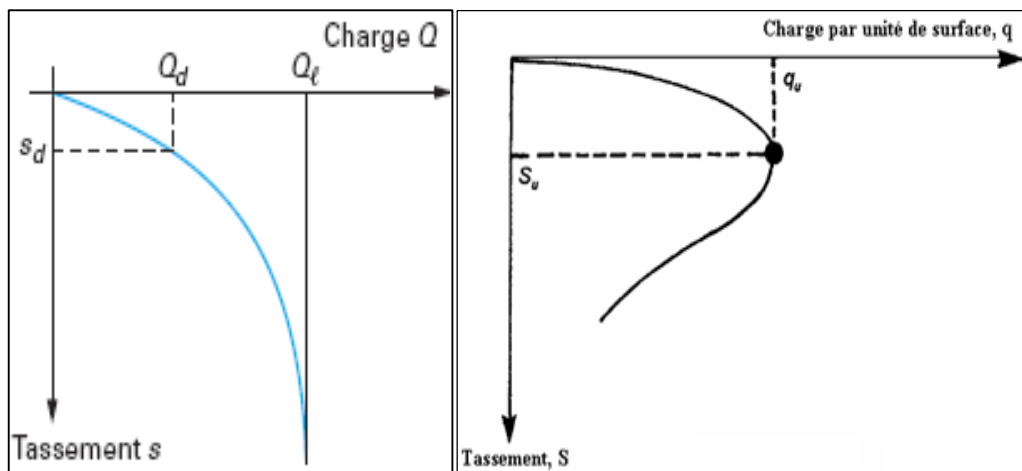


Figure I. 3 Chargement-tassement d'une semelle (Frank, Cuirá, & Burlon, 1999).

I.4 MECANISMES DE RUPTURE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

Les fondations superficielles, qui sont utilisées couramment dans la construction pour soutenir les structures légères et moyennes, sont sujettes à différents mécanismes de rupture, telles que ceux illustrés dans les figures I. (4, 5 et 6). Comprendre ces mécanismes est essentiel pour concevoir des fondations stables et durables.

- **Rupture par cisaillement généralisé** : où un coin se forme directement sous la fondation (zone I), refoulant le sol latéralement le long de lignes de glissement jusqu'à la surface (zone II et III). Enfoncer la semelle entraîne généralement une remontée du sol, En plus marqué que la structure est faiblement déformable. Ce mécanisme est typique des sols relativement résistants (voir Figure I.4).

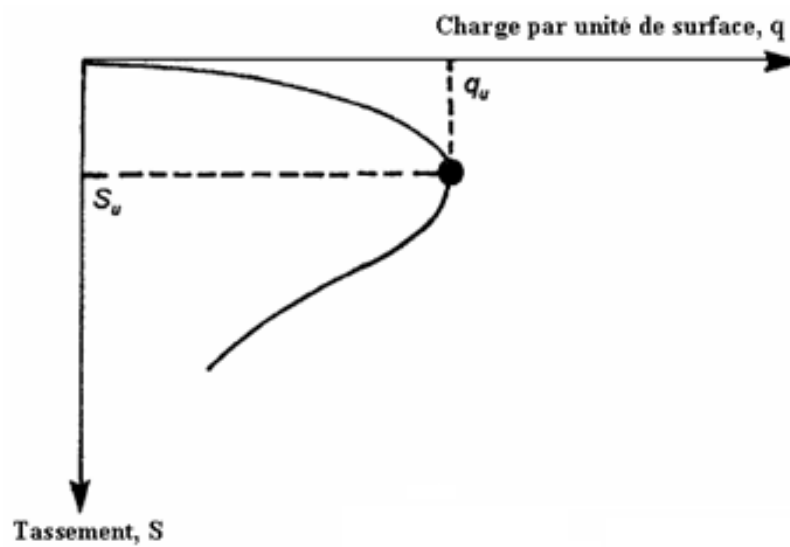
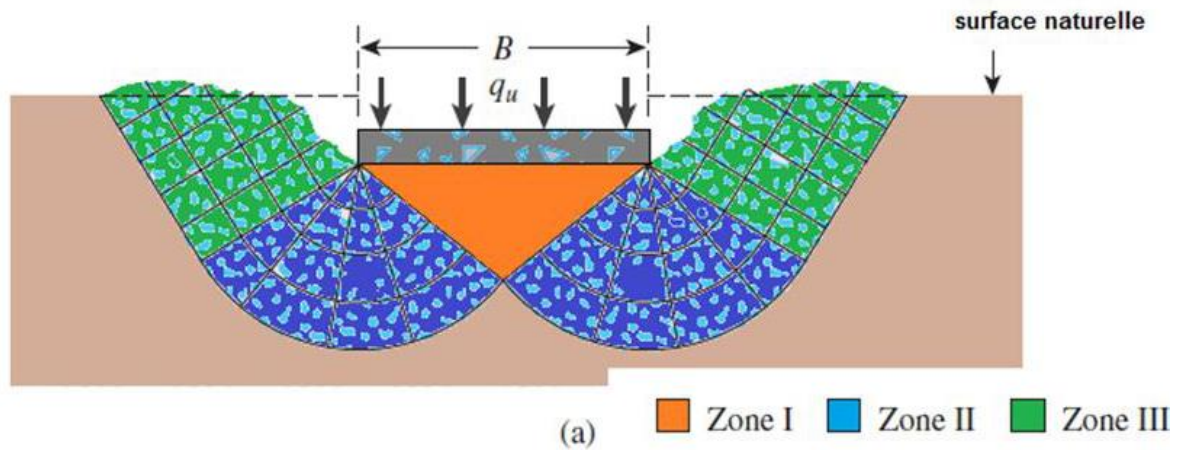


Figure I. 4 Rupture par cisaillement généralisé dans le sol (Das, 2017).

- **Rupture par cisaillement localisé** : qui concerne uniquement la zone avoisinante immédiate de la fondation. Dans ce cas, le soulèvement du sol se produit également, mais après un enfoncement considérable de la fondation. Ce phénomène se produit notamment dans les sols de grandes compressibilités, tels que les sables lâches (voir Figure I.5).

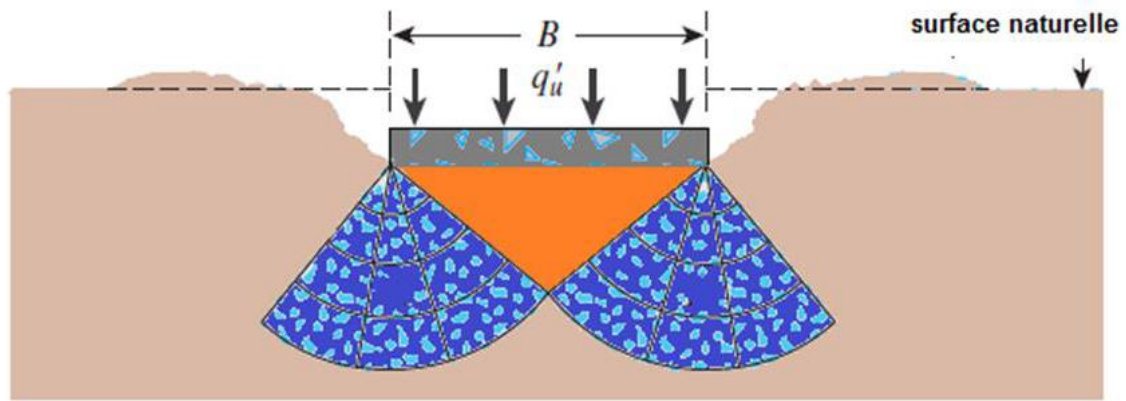
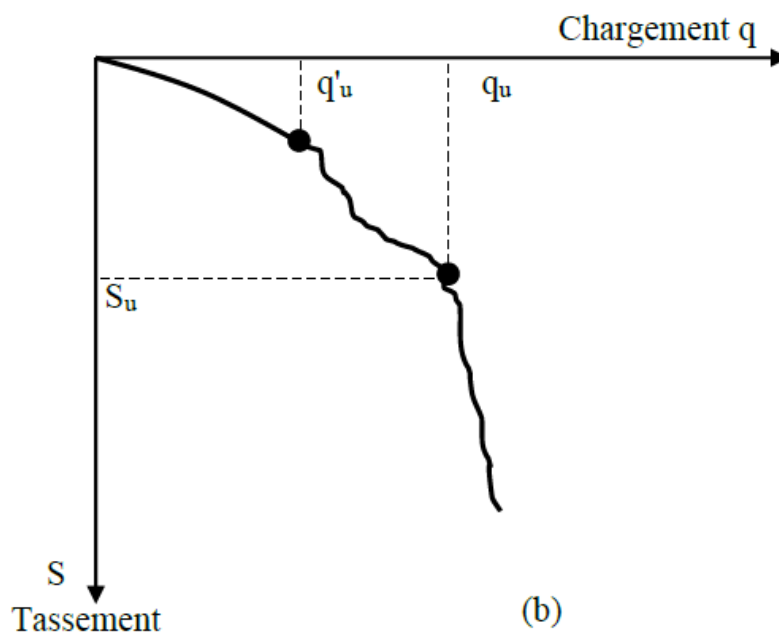
(b) ■ Zone I ■ Zone II

Figure I. 5 Rupture locale par cisaillement dans le sol (Das, 2017).

- **Rupture par poinçonnement** : comme illustré dans la Figure I.6, où la fondation repose sur un sol argileux ou un sable lâche. Dans ce cas, la courbe de chargement-tassement présente une caractéristique particulière, où la contrainte admissible, q , n'est jamais atteinte. La pression ultime (q_u) est définie par un point quand on peut le déterminer par un rapport de tassement (ΔS) et la charge (Δq) le plus grand et reste presque invariant. Cette rupture dans le sol est nommée défaillance par poinçonnement, et les lignes de rupture ne se propagent plus jusqu'à la surface du sol.

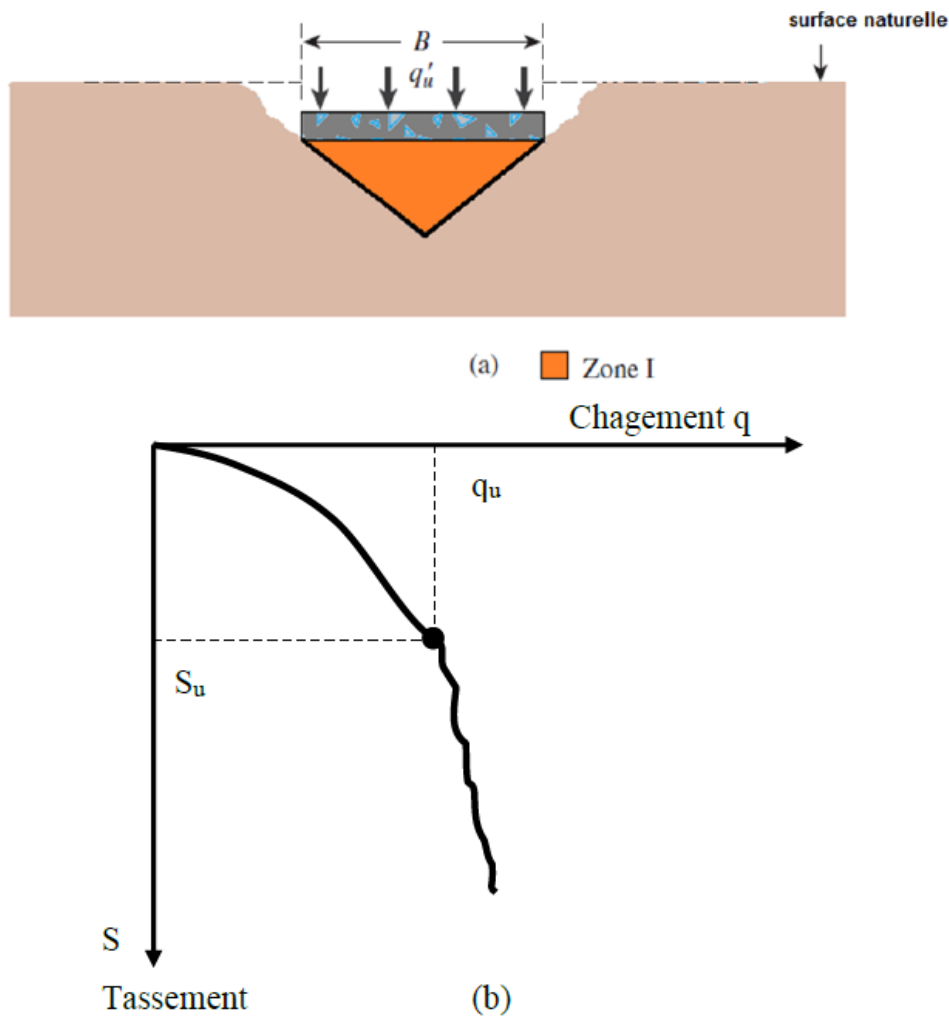


Figure I. 6 Rupture par poinçonnement localisé dans le sol (Das, 2017).

La rupture des sols sous chargement maximale dépend de la rigidité et la compressibilité relative des sols, la profondeur d'encastrement de la semelle dans le sol (D_f) par rapport à la largeur de la fondation (B), ainsi que le rapport entre la largeur et la longueur de la fondation (B/L). (Vesic, 1973) a clairement expliqué cette relation à partir d'une étude expérimentale faite sur un modèle réduit de sol sableux. Les conclusions sont présentées dans la Figure I.7 :

Où :

D_r : densité relative de sol,

R : le rayon hydraulique de la fondation, déterminé par le rapport suivant :

$$R = \frac{A}{P}$$

où :

A : aire de la base de la semelle est égale à $B \cdot L$.

P : périmètre de la base de la fondation est égale à $2 \cdot (B + L)$.

Selon la Figure ci-dessous, on peut observer que pour des valeurs de $D_f/R \geq 18$, la rupture par poinçonnement se développe indépendamment de D_r .

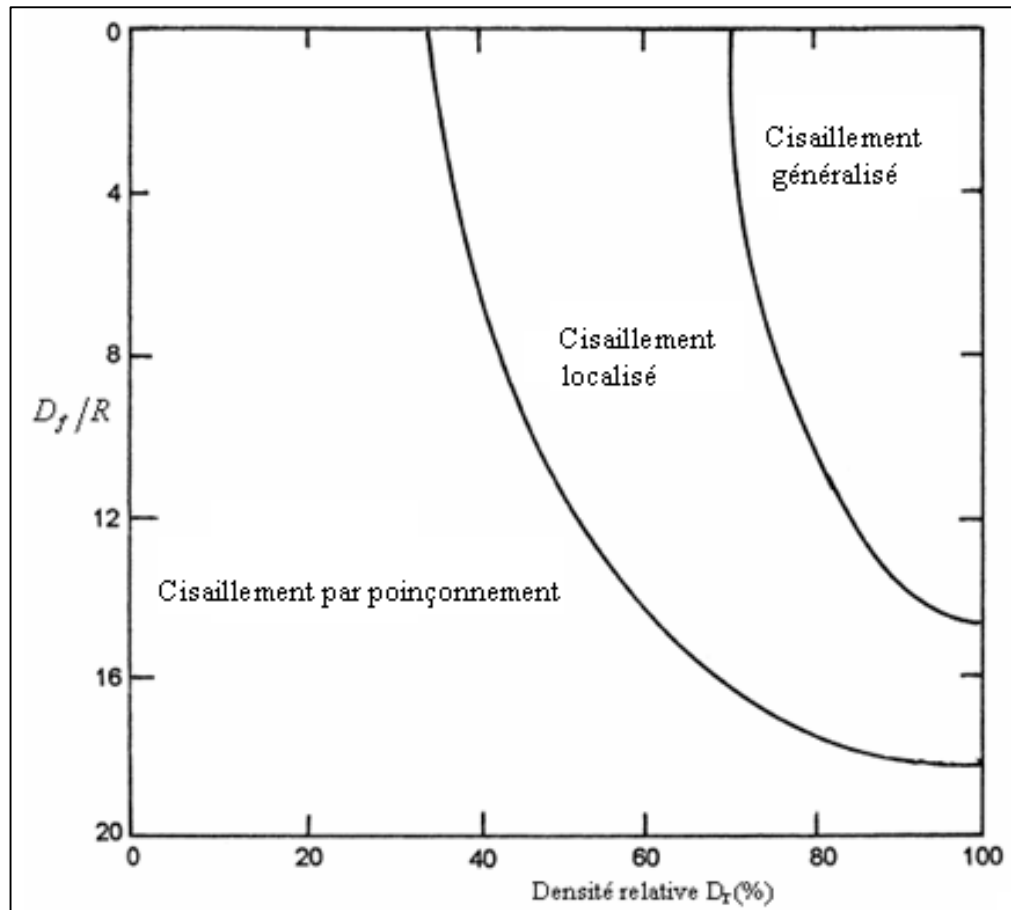


Figure I. 7 Nature de la rupture d' un sol sableux en fonction de D_r et D_f/R (Vesić, 1973).

I.5 THEORIES CLASSIQUES DE CALCUL DE LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES

La théorie de Prandtl, développée en 1920, est un modèle mathématique utilisé au sein de la discipline de la mécanique des sols pour étudier le comportement des sols sous les charges appliquées. Elle repose sur les principes de la mécanique des milieux continus et considère les sols comme des matériaux élastoplastiques, c'est-à-dire qu'ils présentent à la fois des propriétés élastiques et plastiques en réponse aux charges appliquées. La théorie de (Prandtl, 1920) a été largement utilisée dans la conception et l'analyse des infrastructures et des structures souterraines, ainsi que dans la modélisation du

comportement des sols dans les ouvrages géotechniques. Elle a représenté une avancée significative dans la compréhension du comportement des sols et continue d'être une référence au sein de la discipline de la mécanique des sols. Un mécanisme de rupture est illustré dans la figure 1.2. Où (Prandtl, 1920) divise ce mécanisme en trois zones :

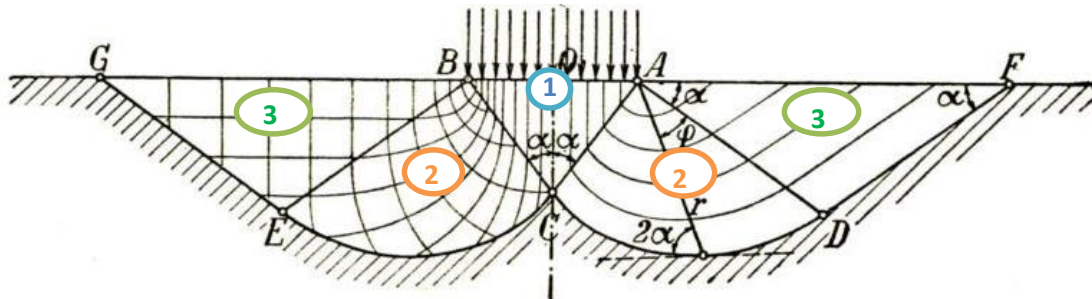


Figure I. 8 Mécanisme de rupture d'une fondation filante (Prandtl, 1920).

Zone 1 : Il s'agit de formation d'un cône directement sous la semelle caractérisé par des contraintes principales verticale et horizontale, la contrainte maximale est le sens vertical parce que la surface de sol est lisse donc pas de frottement à l'interface sol-fondation.

Zone 2 : Il s'agit de formation de deux spirales logarithmiques centrés dans les points A et B. Les contraintes principales subissent une rotation de 90° par rapport à la première et la troisième zone.

Zone 3 : Il s'agit de zones triangulaires où, après une rotation de 90° par rapport à la première zone, la contrainte la plus grande dans cette zone se dirige horizontalement.

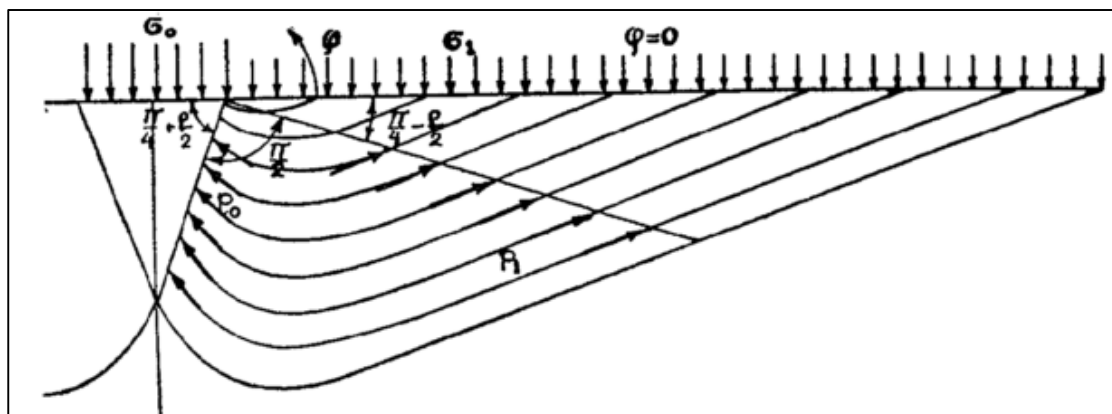


Figure I. 9 Mécanisme de rupture d'une fondation filante surchargée (Reissner, 1924).

Quatre ans après, en 1924, Reissner a développé la solution proposée par (Prandtl, 1920) il a ajouté l'effet des surcharges. Le mécanisme développé par (Reissner, 1924) est présenté dans La Figure I.9 .

Buisman en 1940 a proposé de tenir en compte les contraintes dues au poids des sols adjacents. Cependant, l'hypothèse selon laquelle les effets de la cohésion, du poids propre des sols et du surchargement peuvent être dissociés a été formulée pour la première fois par (Terzaghi, 1943). Cette idée révolutionnaire a initié un progrès vers une compréhension plus précise du comportement complexe des sols soumis à des charges appliquées. Terzaghi, est le père de la mécanique des sols modernes, a apporté une contribution majeure à ce domaine en développant des concepts fondamentaux et en proposant des méthodes d'analyse et de conception des ouvrages géotechniques qui sont toujours largement utilisées de nos jours. Son travail a jeté les bases de la géotechnique en tant que discipline scientifique et a grandement influencé la manière dont l'ingénierie géotechnique est pratiquée.

Des hypothèses de (Terzaghi, 1943) pour le comportement du sol sous une fondation chargée :

- a) Homogénéité et isotropie du sol : Le sol est homogène, c'est-à-dire que ses propriétés physiques sont uniformes à travers tout le domaine d'étude. De plus, le sol est considéré comme isotrope, alors qu'il a les mêmes propriétés dans toutes les directions.
- b) Surface horizontale et domaine semi-infini : La surface du sol est considérée comme plate, et le sol est traité comme semi-infini, ce qui signifie que la profondeur du sol est considérée comme suffisamment grande par rapport à la profondeur de la fondation.
- c) Fondation avec base rugueuse et charge verticale centrée : La fondation est supposée avoir une base rugueuse, ce qui signifie que l'interface sol-fondation n'est pas parfaitement lisse. De plus, la charge appliquée sur la semelle est considérée comme une charge verticale centrée.
- d) Traitement en déformation plane : Le problème est traité en déformation plane, ce qui signifie que la déformation suivant l'axe de la longueur de la fondation est nul.

- e) Sol au-dessus de la semelle est considéré comme ayant une résistance au cisaillement négligeable, ce qui signifie que son comportement est dominé par la surcharge de la fondation.
- f) La rupture du sol au-dessous de la semelle est supposée se manifester selon le critère de rupture de Mohr-Coulomb par un cisaillement général, qui présente un critère couramment usé pour définir le comportement de rupture des sols.

La capacité portante proposée par (Terzaghi, 1943) pour une semelle filante chargée sur un sol cohérent est présentée par l'équation suivante :

$$Q_u = cN_c + qN_q + 0,5\gamma B N_\gamma \quad (I. 1)$$

Où :

Q_u : Capacité de charge ultime de la fondation en kN (kilo newtons).

C : Cohésion du sol en kPa (kilo pascals).

N_c : Facteur de portance du a la cohésion.

q : Surcharge appliquée sur la semelle en kPa.

N_q : Facteur de portance du a la profondeur.

γ : est la densité du sol en kN/m³.

B : Largeur de la semelle en mètres.

N_γ : Facteur de de portance du surface (B)ou terme de surface.

Il est important de noter que cette équation de capacité portante est basée sur des hypothèses idéalisées et simplifiées du comportement du sol, et doit être utilisée avec précaution. Des facteurs de sécurité appropriés et une compréhension approfondie du comportement réel du sol sont nécessaires pour une conception et une analyse correctes des fondations.

La théorie de (G.G. Meyerhof, 1951) se concentre sur la résistance au cisaillement des sols, en tenant en compte des facteurs comme la cohésion, l'angle de frottement interne, la surcharge, la charge inclinée, le poids propre du sol et l'encastrement de la semelle (voir figure I.10). La théorie de Meyerhof a permis de développer des méthodes

d'estimation de la portance et de la stabilité des sols, contribuant ainsi à l'avancement de l'ingénierie géotechnique et à la sécurité des ouvrages construits sur ou avec des sols.

La proposition de l'équation de la capacité portante par (Terzaghi, 1943) est largement acceptée, cependant, plusieurs chercheurs tels que (Meyerhof, 1963), (Hansen, 1970) & (Vesic, 1973) proposent des coefficients empirique pour prendre en considération l'influence de la charge inclinée, de l'encastrement, de l'excentricité de la charge, et de la forme de la semelle.

Les recherches (Vesic, 1973) ont également abordé la question du facteur réducteur dans la compressibilité des sols. Le facteur réducteur est un paramètre utilisé pour estimer la compressibilité d'un sol en tenant compte plusieurs paramètres comme la densité relative, la surcharge, la cohésion et l'angle de frottement du sol. Les études de Vesic ont permis de mieux comprendre l'effet de ces paramètres sur la compressibilité des sols et ont conduit au développement de méthodes pour calculer le facteur réducteur.

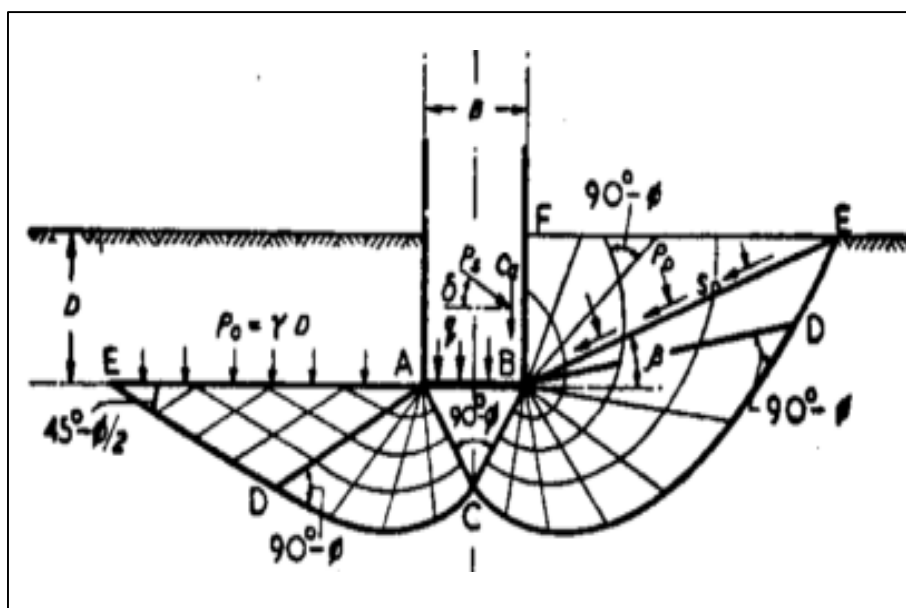


Figure I. 10 Comparaison de deux mécanismes de rupture (Terzaghi, 1943) à gauche et (G.G. Meyerhof, 1951) à droite.

(Vesic, 1973) a examiné l'influence de l'échelle donc variation des dimensions de la semelle sur sa capacité portante. Il a constaté que lorsque les dimensions de cette semelle sont augmentées, cela entraîne aussi un accroissement des valeurs de la compressibilité relative du sol et une réduction de la valeur de facteur de portance (N_γ).

Ces effets sont plus significatifs pour les fondations superficielles de faible largeur ($B < 100$ mm). Il a également remarqué que les résultats obtenus en comparant un modèle réduit d'une semelle placée sur du sable avec un modèle à l'échelle réelle (prototype) ne sont pas fiables en raison de la variation des quantités de sable utilisées pour chaque modèle. Lorsque l'on tient en compte l'encastrement de la semelle, la variation de ces quantités de sol est plus notable selon (Bowles, 1988). Il convient de noter que bien que son influence soit présente, l'effet d'échelle est ignoré dans l'équation générale de la capacité portante.

I.6 METHODES UTILISEES POUR LA CONCEPTION DES FONDATIONS

I.6.1 Méthode de contrainte admissible

Le facteur de sécurité (F_s) est généralement fixé entre 2 et 3 au maximum, dans le but de garantir que les charges appliquées sur les fondations restent significativement inférieures à la capacité portante maximale, en plus les valeurs des tassements restent acceptables.

Ce facteur de sécurité relativement élevé tient compte de plusieurs sources d'incertitudes, telles que les changements de chargement indésirables, les inexactitudes dues aux paramètres et conditions du sol, aussi que les méthodes de calcul utilisées.

I.6.2 Méthode d'état limite

Cette méthode a pour objectif de se garantir que toutes les conditions de réalisation adaptées sont satisfaites, quelles que soient les difficultés envisageables. On présente ci-dessous quelques exemples incluent :

- Cisaillement du sol entraînant une rupture sous la semelle.
- Rupture par glissement d'une fondation sur son sol de support.
- Rupture par renversement de la fondation due à des charges latérales.
- Tassements ou soulèvements excessifs de la fondation.
- Dégradation de la semelle par rupture due à des contraintes excessives.

Il est important de mentionner que la portance admissible des fondation est généralement limitée par les tassements plutôt que par le cisaillement du sol qui entraîne à la rupture. Toutefois, pour assurer la protection auprès de la rupture par cisaillement,

Le chargement structurale autorisée sur une semelle est déterminée en utilisant la méthode de charge admissible basée sur les contraintes.

I.7 CONCLUSION

En conclusion, la portance des semelles superficielles est un sujet complexe qui a été largement étudié par de nombreux chercheurs. L'équation de (Terzaghi, 1943) a été largement acceptée, mais au fil du temps, d'autres chercheurs tels que Meyerhof, Brinch Hansen et Vesic ont proposé des modifications et des facteurs correcteurs pour prendre en considération nombreux facteurs comme l'excentricité et l'inclinaison de chargement appliqué sur la semelle, aussi que l'encastrement de la semelle et sa forme.

Il existe également des débats et des controverses autour de certains aspects, tels que le choix de l'angle de frottement interne du sol à exécuté pour préciser les calculs. De plus, (Vesic, 1973) montre que les résultats expérimentaux sur des modèles réduits peuvent différer de ceux des prototypes à l'échelle réelle.

Il est crucial de considérer tous ces facteurs et de choisir les méthodes de calcul appropriées pour évaluer de manière précise la portance des semelles dans un projet de construction. Donc il faut référer aux normes, aux codes et aux publications scientifiques les plus récentes ainsi qu'à l'expertise d'un ingénieur qualifié pour une évaluation rigoureuse des charges ultimes des semelles dans un projet spécifique.

CHAPITRE II

L'INFLUENCE DES CAVITES ET DE L'INTERFERENCE DE FONDATIONS PROCHES SUR LA CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS SUPERFICIELLES.

II.1. INTRODUCTION

Les fondations superficielles sont des parties indispensables de tout projet de construction, car elles sont responsables de la transmission des charges de la partie supérieure du bâtiment au sol. La portance des fondations superficielles, autrement dit leur capacité à supporter la charge sans se déformer excessivement, est influencée par divers paramètres. Tout d'abord, la nature du sol sous les fondations est un facteur clé. Les sols cohérents comme l'argile et le limon ont une capacité portante plus faible que les sols granulaires. Un autre paramètre important est la présence d'un sol en pente qui peut présenter des défis supplémentaires en matière de capacité portante des fondations, car la force de gravité peut entraîner un glissement du sol sous la fondation, ce qui peut réduire sa stabilité. De plus, la profondeur et la largeur de la semelle, ainsi que le type de fondation superficielle utilisée, qu'il s'agisse d'une fondation en semelle isolée, en radier ou en dalle, et l'espacement entre ces fondations qui est également un paramètre très important. Le type de chargement appliqué sur la fondation, la présence d'eau dans le sol, et les variations saisonnières de la nappe phréatique sont d'autres paramètres qui influencent la portance des fondations superficielles. Enfin, les caractéristiques géotechniques du sol, comme la résistance à la compression, l'angle de frottement et la cohésion, jouent également un rôle crucial. Sans oublier la présence des cavités dans le sol qui peut considérablement influencer la portance d'une fondation. Il est aussi très important de prendre en compte ces paramètres quand de la conception et de la construction de fondations superficielles pour garantir la stabilité et la durabilité des structures.

Dans ce chapitre, on soutiendra que la capacité portante des semelles est influencée par la présence de cavités souterraines et par l'interaction de deux fondations rapprochées. Différentes études portant sur ce sujet seront présentées, y compris leurs résultats sur les capacités portantes, ainsi que des discussions sur les méthodes de calcul et les considérations pour la déterminer.

II.2. EFFET DE PRESENCE DE CAVITES DANS LE SOL

Lors de concevoir et de construire des fondations superficielles pour les structures, différents paramètres doivent être pris en compte pour garantir leur capacité portante. Tout d'abord, la présence de cavités dans le sol peut considérablement influencer la

portance d'une semelle. Les cavités peuvent être naturelles, telles que des vides dans le sol ou des grottes, ou artificielles, comme des tranchées de construction ou des excavations antérieures. Ces cavités peuvent affaiblir la résistance du sol sous la fondation et entraîner un affaissement ou une déformation de la structure.

Diverses recherches ont été réalisées concernant ce sujet, incluant les études énumérées ci-dessous :

II.2.1. Etude expérimentale et théorique MEF sur sols argileux limoneux (Baus & Wang, 1983)

cet article de (Baus & Wang, 1983) présente le comportement de capacité portante des semelles continues peu profondes situées au-dessus d'un vide. En tant qu'étude pilote sur ce sujet, cette recherche est limitée aux semelles qui sont centrées avec des vides continus de forme régulière et sont soumises à une charge verticale centrale (voir Figure II.1).

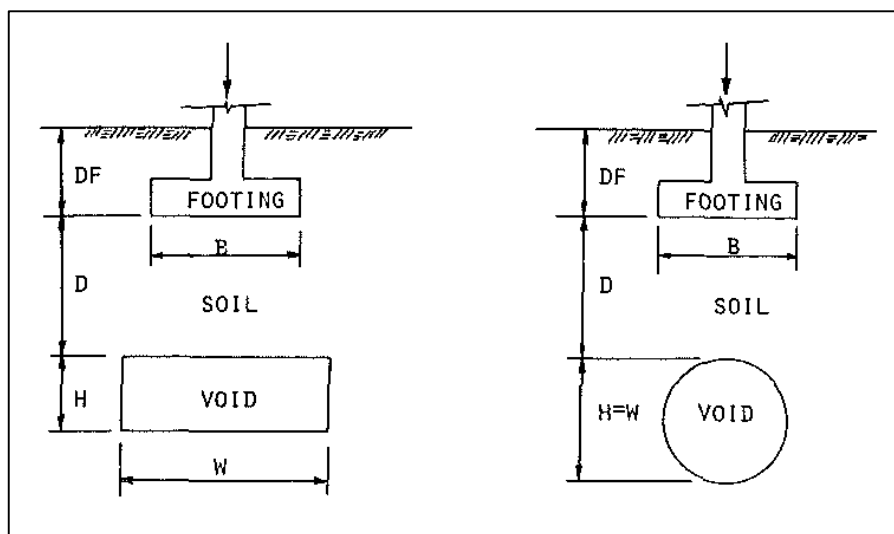


Figure II. 1 Semelle filante centrée sur un vide continu (Baus & Wang, 1983).

La manière dont une semelle filante supporte une charge, cette semelle située sur d'un vide continu dans des sols argileux limoneux a été étudié. L'étude comprenait des essais sur modèle réduit de semelle et une analyse théorique. Les essais sur modèle réduit de semelle ont été réalisés dans un bac d'essai contenant une argile limoneuse compactée en tant que sol de fondation (voir Figure II.3). L'analyse théorique a été effectuée grâce

à l'approche des éléments finis (voir Figure II.2), dans laquelle le sol d'essai est traité tel qu'un matériau élastique parfaitement plastique.

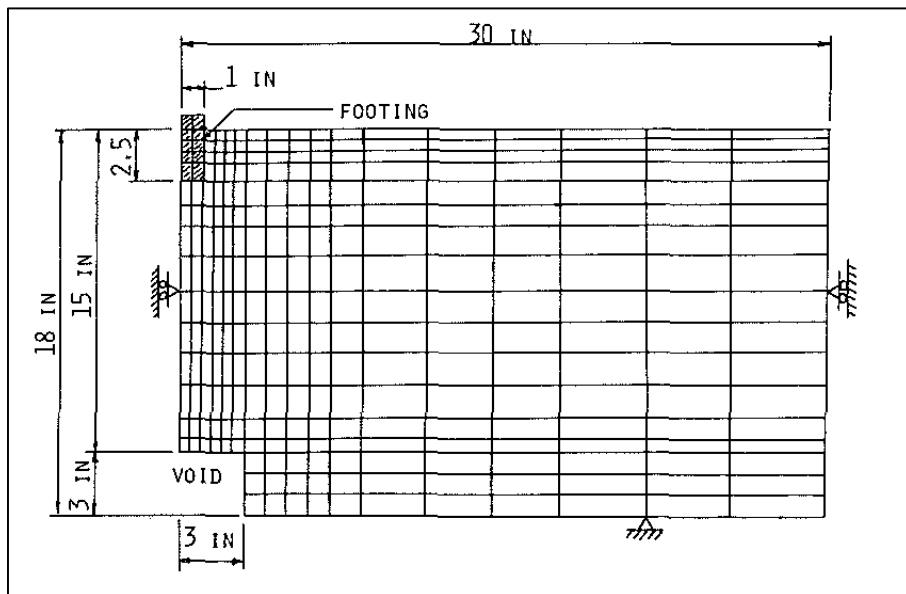


Figure II. 2 Modèle numérique (Baus & Wang, 1983).

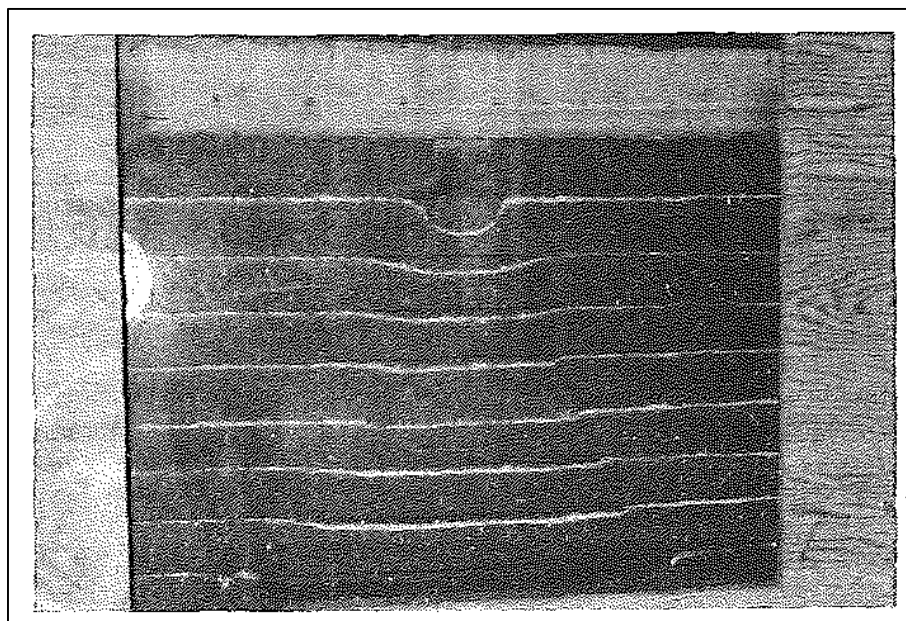


Figure II. 3 Modèle expérimental (Baus & Wang, 1983).

Les aboutissements de l'analyse théorique coïncident bien avec les données expérimentales. Il existe une profondeur critique au-delà de laquelle la présence du vide a une influence négligeable sur les performances de la semelle. Lorsque le vide est situé au-dessus de la profondeur critique, la portance de la semelle

dépend fortement de divers facteurs comme la profondeur de la fondation et la taille et la position du vide. Les aboutissements de l'étude sont montrés graphiquement.

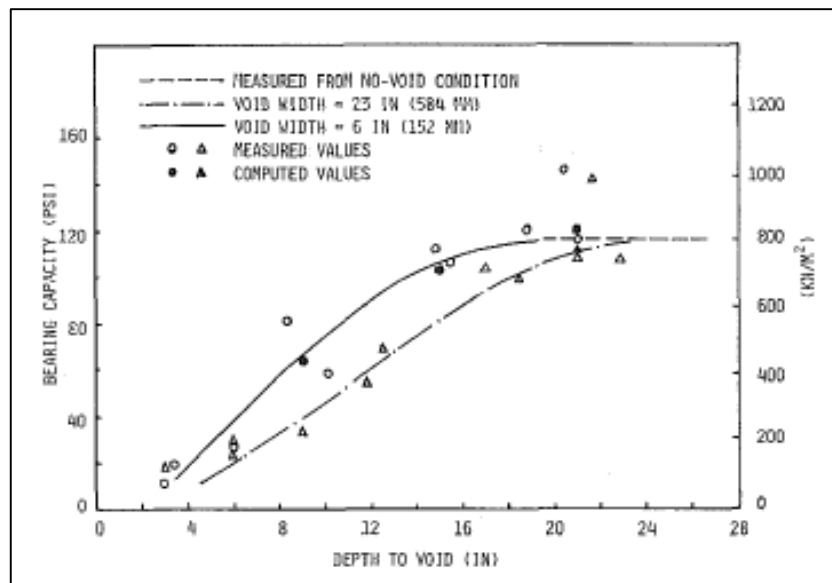
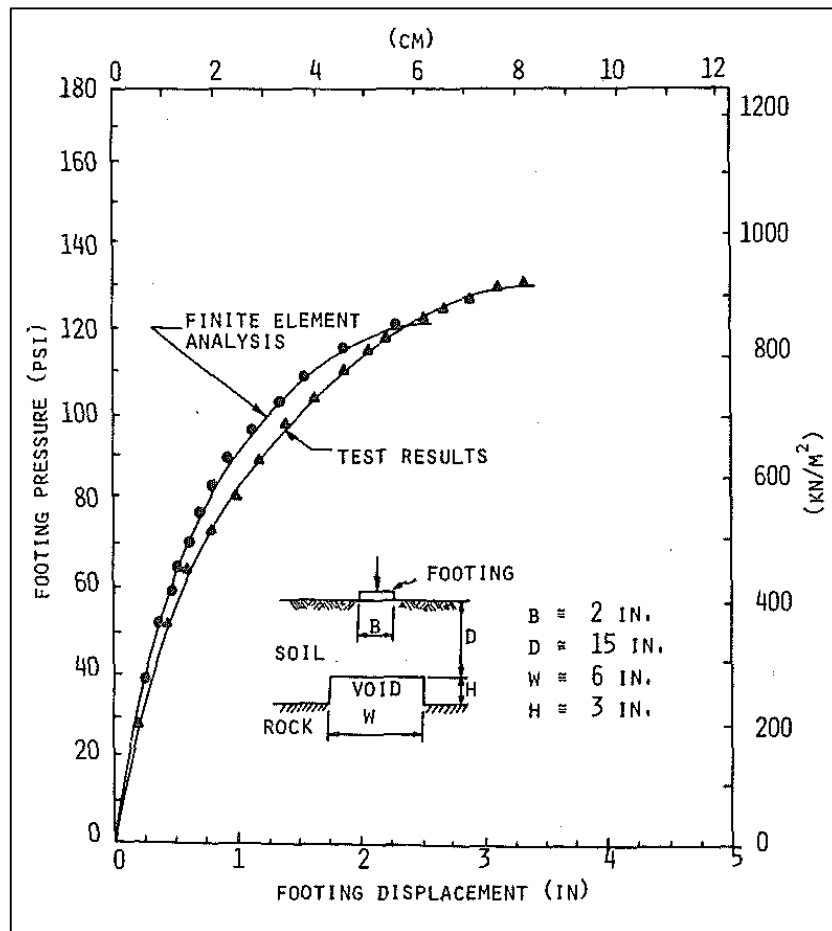


Figure II. 4 Comparaison des résultats MEF et des essais sur modèle de semelle (Baus & Wang, 1983).

En se référant aux résultats obtenus dans cette étude, on conclut que le comportement de la portance d'une semelle continue placée sur un vide peut être analysé avec succès grâce à l'approche des éléments finis. Ces résultats fournissent une base de données utile pour la détermination de la portance d'une semelle continue centrée sur un vide souterrain dans des sols argileux limoneux.

II.2.2. Etudes numérique et expérimentale de (Kiyosumi et al., 2011; Kiyosumi et al., 2007)

L'effet de vides carrés simples et multiples dans le sol sur la capacité portante d'une semelle filante a été étudié numériquement grâce à l'approche des éléments finis en deux dimensions par (Kiyosumi et al., 2007).

Les résultats ont été estimés quantitativement en utilisant le facteur de réduction de la pression de rupture R .

$$R = q_v/q_y' \quad (II. 1)$$

Où q_y et q_y' sont les portances de semelle filante sur le sol avec et sans vide, respectivement. La valeur de R est un indicateur du degré d'effet d'un vide sur la pression de rupture.

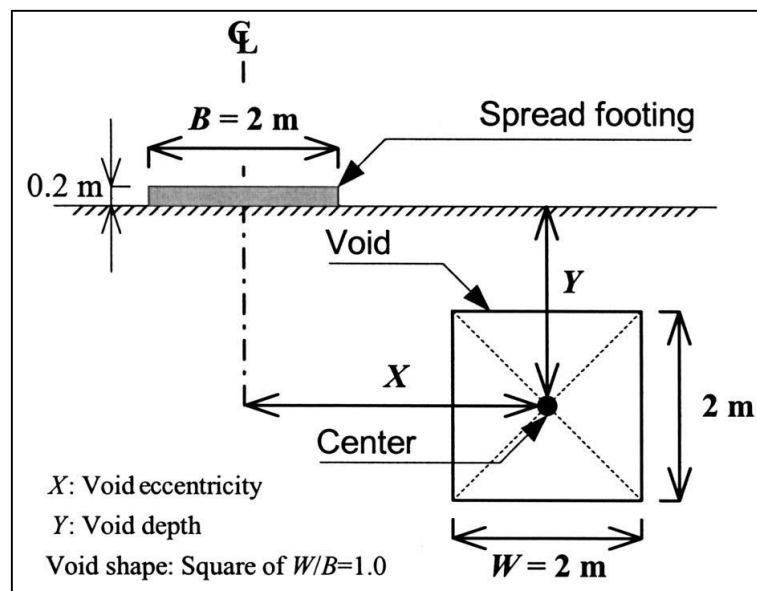


Figure II. 5 schéma du système semelle et un vide carré. (Kiyosumi et al., 2007)

Si un seul vide existe dans le sol est proche de la semelle, la capacité portante de la semelle est diminuée, ce qui est influencé par deux paramètres indiquant l'emplacement du vide : profondeur du vide/largeur de la semelle et excentricité du vide/largeur de la semelle. La zone de rupture s'étend depuis le bord de la semelle vers les coins les plus proches du vide, sans former de coin actif sous la semelle. Un diagramme illustrant la réduction de la capacité portante est fourni. Il existe une ligne critique parabolique au-delà de laquelle l'effet d'un seul vide sur la pression de rupture de la semelle disparaît, où la formation complète d'un coin actif sous la semelle est observée (voir Figure II.6).

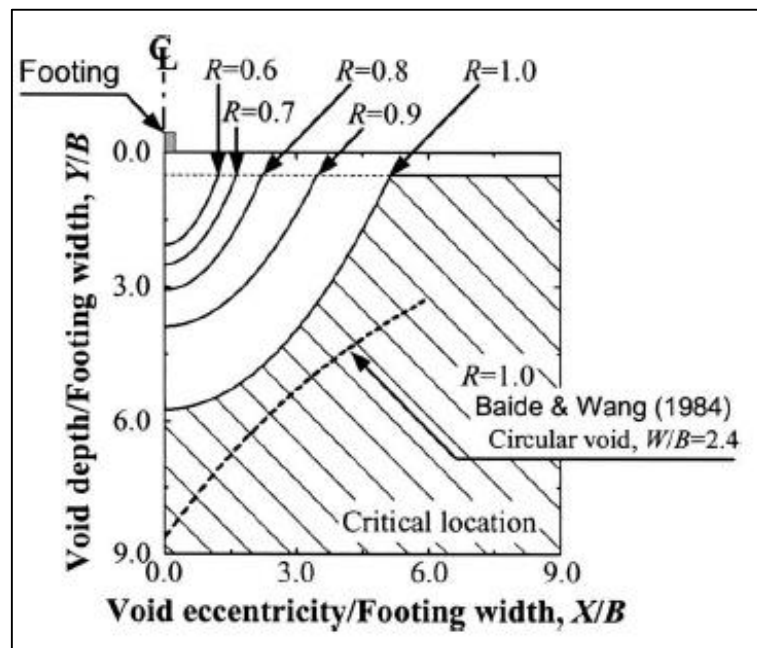


Figure II. 6 Variation de R en fonction de la profondeur et l'excentricité d'un vide (Kiyosumi et al., 2007).

Les aboutissements antérieurs de cette investigation pour un seul vide concordent bien avec les études expérimentales et numériques antérieures, tant en termes de motif de rupture que de facteur de réduction.

Si deux vides de même taille pour diverses configurations existent dans le sol, il y a une forte tendance à développer une zone de rupture près du vide le plus proche, et ainsi la réduction de la capacité portante peut être facilement évaluée avec une précision raisonnable en multipliant le facteur de réduction pour chaque vide simple. Pour les cas de plus de deux vides de même taille, la réduction de la capacité portante est estimée de manière pratique en multipliant les facteurs de réduction pour les deux vides les plus proches de la semelle parmi les vides ayant un facteur de réduction inférieur à 0,9.

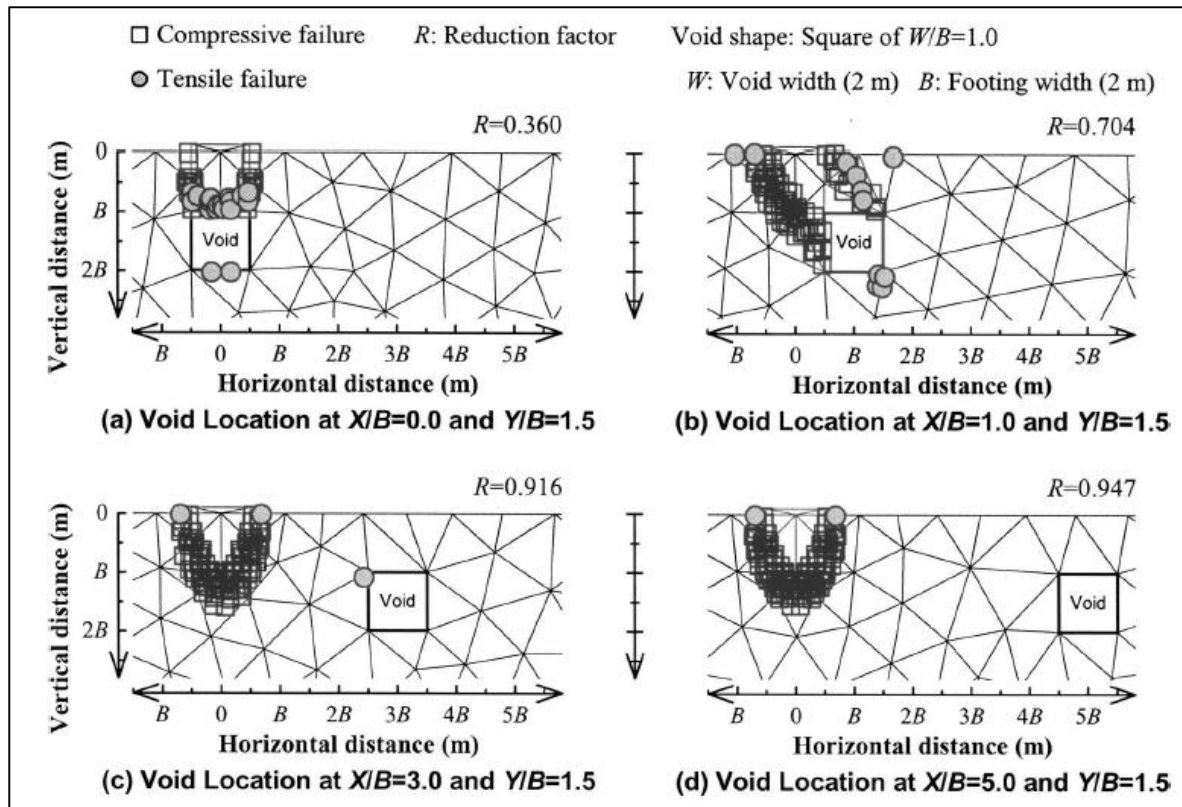


Figure II. 7 Rupture de sol en variant X et pour une valeur de $Y / B = 1,5$ (Kiyosumi et al., 2007).

(Kiyosumi et al., 2011) ont décrit les résultats des essais de charge en condition de déformation plane réalisée sur un sol contenant des vides carrés continus, dans le but d'étudier les fondations superficielles sur des roches sédimentaires calcaires ayant des cavités dont la taille est inférieure à la largeur de la semelle filante. Des calculs en limite supérieure sont également présentés pour interpréter les changements de capacité portante observés en raison de la présence d'un vide.

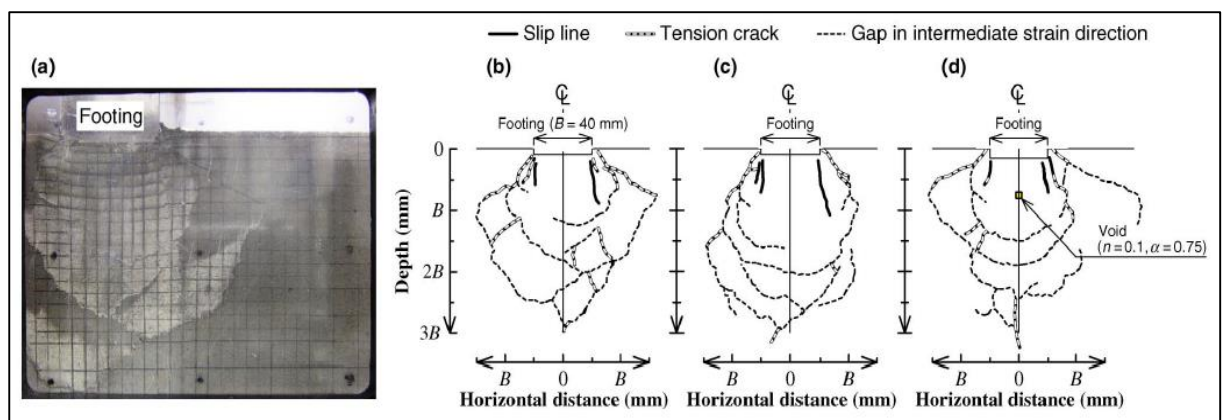


Figure II. 8 Mécanismes de rupture (Kiyosumi et al., 2011).

Les observations suivantes ont été faites par cette étude :

Il existe trois types de propagation de lignes de glissement : les lignes de glissement se développent uniquement vers le bas à partir des deux bords de la semelle filante ; les lignes de glissement se développent vers le bas à partir du bord de la semelle ainsi que vers le haut à partir des coins supérieurs des vides ; et les lignes de glissement commencent uniquement à partir des coins supérieurs des vides, se propageant vers le haut.

Trois modes de rupture en limite supérieure ont été identifiés pour une seule cavité à partir d'essais réalisés : la défaillance du sommet de la cavité, la défaillance de la paroi latérale et la défaillance combinée. Les solutions en limite supérieure de la portance d'une semelle filante ont été respectivement dérivées, et une étude paramétrique a été exposée pour différentes tailles, profondeurs et emplacements de cavités.

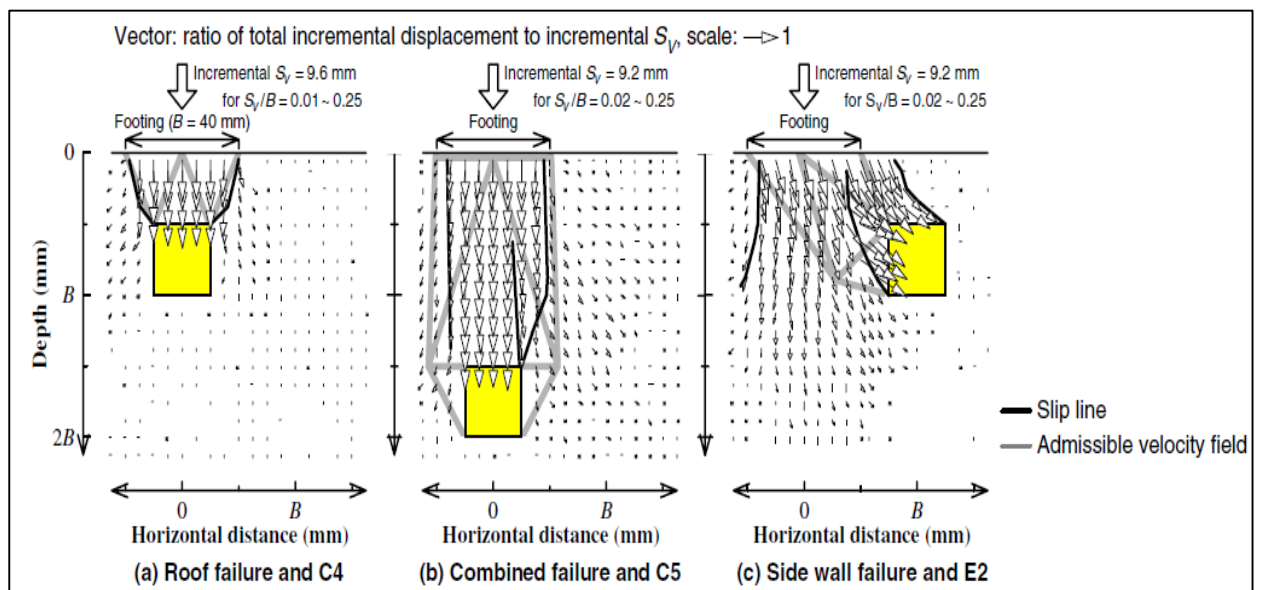


Figure II. 9 Comparaison entre les mécanismes critiques en limite supérieure et les observations expérimentales.

Si deux vides disposés en série sont à une profondeur relativement faible, la cavité la plus éloignée n'a réellement aucun effet sur le mode de rupture et par conséquent a une influence très limitée sur la diminution de la portance.

II.2.3. Etude numérique sur argile (Lee et al., 2014)

La stabilité des fondations placées au-dessus d'un sol argileux avec des cavités continues a été examinée par (Lee et al., 2014). Grâce à l'approche des éléments finis à petite déformation, le facteur de capacité portante verticale non-drainée des semelles pour divers paramètres géométriques et matériels a été calculé. La validation est réalisée en comparant les solutions existantes pour l'argile non-drainée sans vides.

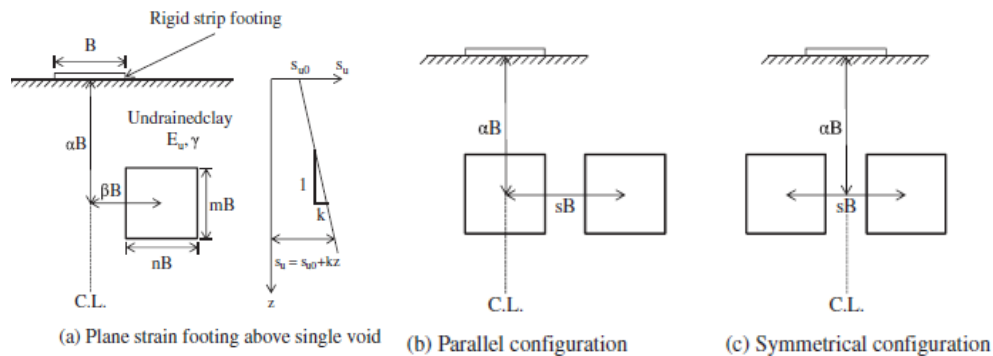


Figure II. 10 Définition des problèmes étudiés (Lee et al., 2014).

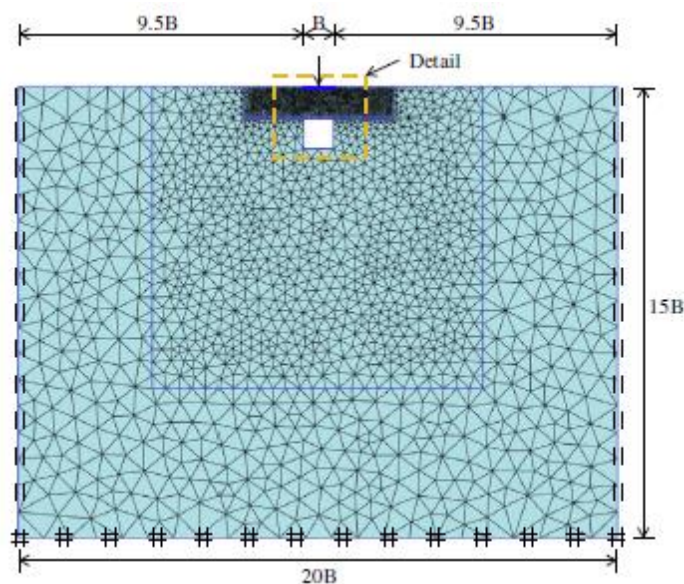


Figure II. 11 Maillage typique d'éléments finis et extension des limites (Lee et al., 2014).

Pour des cavités carrées, le facteur de portance accroit de manière linéaire avec l'accroissement des emplacements verticaux et horizontaux des vides (α et β) jusqu'à une certaine position critique des vides au-delà de laquelle le facteur de portance est constant. Une courbe critique existe au-delà de laquelle La présence de la cavité n'affecte pas significativement la stabilité non-drainée des semelles (voir Figure II.12).

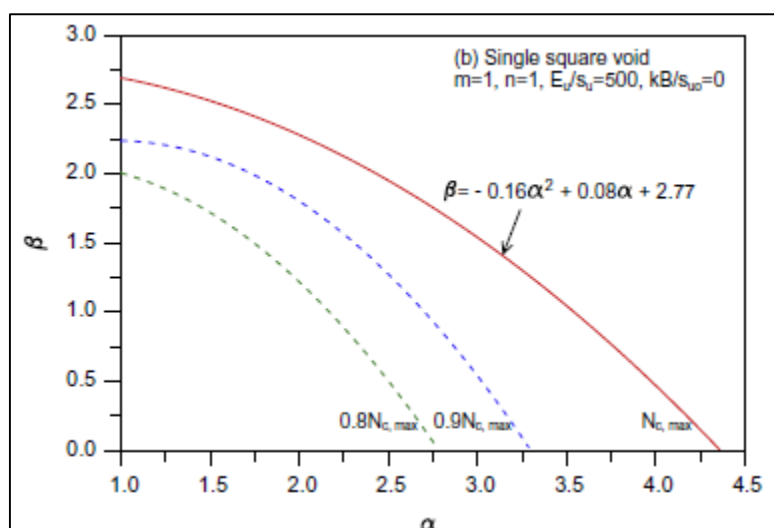


Figure II. 12 Courbe de l'emplacement critique d'un vide sous semelle filante (Lee et al., 2014).

(Lee et al., 2014) prend en compte l'effet de la position, la forme et le nombre de cavités, aussi que l'hétérogénéité et la rigidité du sol. La comparaison des résultats des analyses à des solutions antérieures. Sur la base des analyses, des diagrammes de conception sont exposés sous forme de facteurs de portance non drainée par rapport aux paramètres d'influence sans dimension, et les mécanismes de défaillance dominants sont discutés.

En général, pour une semelle positionnée au-dessus d'une cavité rectangulaire centrée, le coefficient de portance tend à diminuer avec l'augmentation de la largeur de la cavité, pour une valeur donnée de α .

La rigidité du sol a un faible effet sur le facteur de portance, quelle que soit la position du vide.

Pour les deux cavités, on observe généralement que le coefficient de portance diminue à mesure que l'espacement entre les deux cavités diminue. Cette diminution est plus marquée dans la configuration symétrique par rapport à la configuration parallèle, en raison de l'effet d'interférence entre les cavités.

Trois types distincts de modes de rupture sont observés dans les contours de déplacement à la rupture : rupture du toit, rupture de la paroi et rupture combinée, qui sont similaires aux résultats précédents de la solution de limite supérieure d'analyse de la littérature.

II.2.4. Etude numérique de (Lavasan, Talsaz, Ghazavi, & Schanz, 2016b)

(Lavasan et al., 2016b) ont étudié, l'effet de doubles vides souterrains sur la pression limite d'une fondation filante placée à la surface d'un sol a été évalué numériquement. Deux types différents de sols cohésifs-frictionnels ont été considérés. pour effectuer une évaluation de l'exactitude de la modélisation numérique, des analyses de vérification complètes ont été menées sur des études expérimentales et numériques disponibles. Ensuite, des études paramétriques ont été exécutées pour déterminer l'effet des paramètres contributifs (tels que la taille et l'emplacement de la semelle et des vides) sur la réponse chargement-tassement de la semelle située sur le sol comportant des doubles vides. Il convient de noter que les résultats exposés dans cette investigation correspondent à une semelle de 1,5 m de largeur avec une géométrie de doubles vides et les matériaux considérés dans cette étude.

Cette étude se focalise sur l'analyse de la portance et du mode de rupture du système de semelle filante et de doubles vides pour différentes largeurs de semelle, tandis que le diamètre des vides, la profondeur d'enfouissement, la distance excentrique et l'espacement entre les vides varient.

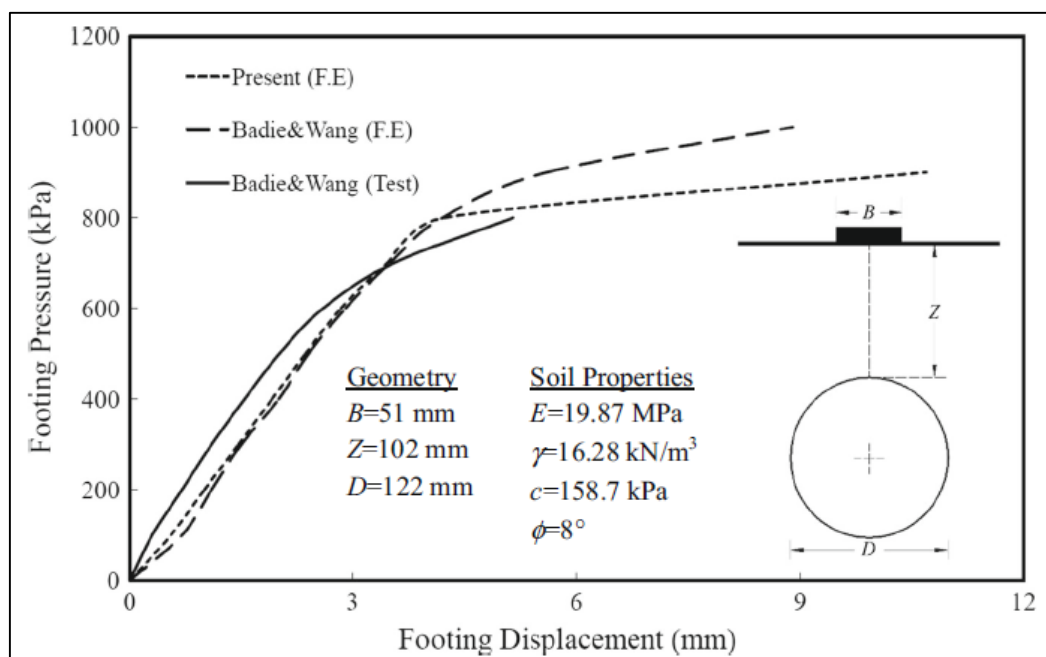


Figure II. 13 Comparaison des courbes chargement-tassement (Lavasan et al., 2016b).

L'étude paramétrique a montré une variation de la portance en fonction des différentes géométries de la semelle et des vides. L'étude du mécanisme de rupture a indiqué que

le style de rupture est lié à la taille et aux positions des vides ainsi que celles de la semelle. On basant sur les résultats, les remarques suivantes est citées :

- La formation de doubles vides sous une semelle de fondation entraîne une diminution de la portance de la semelle selon la géométrie du système.
- Pour un cas des vides peu profonds, la portance de la semelle située au-dessus de doubles cavités souterraines réduit avec l'accroissement de la largeur de la base de la fondation.

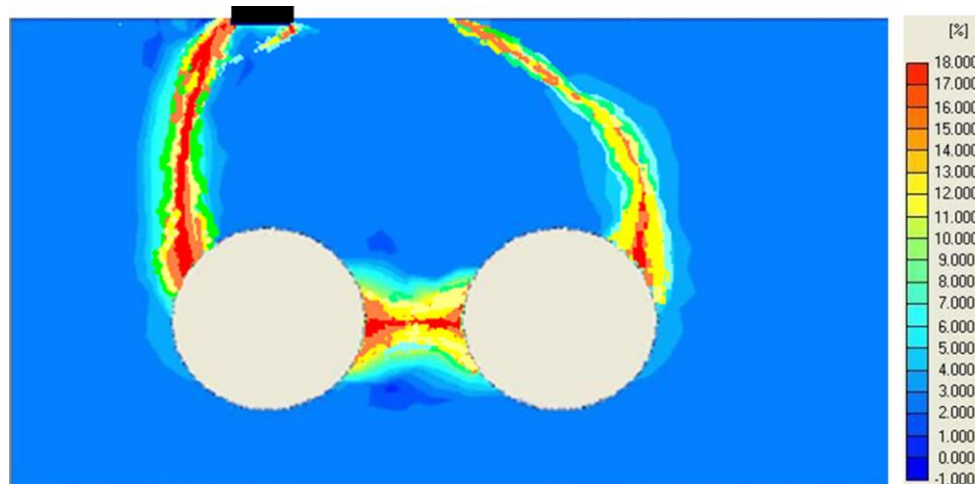


Figure II. 14 Mécanisme de rupture pour le cas de deux vides sous la semelle (Lavasan et al., 2016b).

- L'accroissement du diamètre des cavités engendre une réduction remarquable de la portance de la semelle située au-dessus, tandis que la distance verticale relative entre les vides et la semelle est maintenue constante.
- Une augmentation de la profondeur des vides au-delà de Z_{cr} , qui est égale à $4D$ pour les matériaux examinés dans cette étude, n'affecte pas la portance de la semelle située sur des cavités, et la réponse chargement-tassement de la semelle suit celle du cas sans vide.
- Si la distance horizontale entre les deux vides est supérieure à la "distance critique", la portance de la fondation ne change pas. Pour le sol considéré dans cette étude, la distance critique (L_{cr}) est d'environ $6D$.

- Le système sol-vide double n'est pas stable lorsque l'espacement bord à bord entre les vides est inférieur à D .
- La portance de la fondation filante accroît avec l'accroissement de l'excentricité des vides en termes de position relative à l'axe de fondation, ainsi que la pression ultime pour les vides espacés loin approche de la valeur similaire au cas sans vide.
- La localisation exacte du vide sous la semelle entraîne une rupture de type poinçonnement dans le sol. Si l'autre vide est situé à proximité, les parois des vides deviennent instables et une rupture de type bloc se produit.

II.2.5. Etude numérique de (Zhou et al., 2018)

L'existence de vides souterrains a un effet néfaste sur les performances des fondations superficielles. Dans l'étude de (Zhou et al., 2018), la portance et le mécanisme de rupture des semelles placées sur des sols cohésifs-frictionnels avec des vides sont évalués à l'aide de l'optimisation de la disposition des discontinuités. En introduisant un coefficient de réduction, un ensemble de graphiques de conception qui peuvent être directement appliqués à la formulation classique de la portance est présenté.

La Figure II.16 montre les emplacements critiques des vides lorsque l'influence des vides est ignorée pour différents angles de frottement. La profondeur critique du vide α_0 diminue à mesure que l'excentricité du vide β_0 augmente. De plus, α_0 et β_0 augmentent avec la résistance au frottement car l'implémentation de l'angle de frottement agrandit les surfaces de glissement, étendant la plage d'influence du vide sur la valeur R .

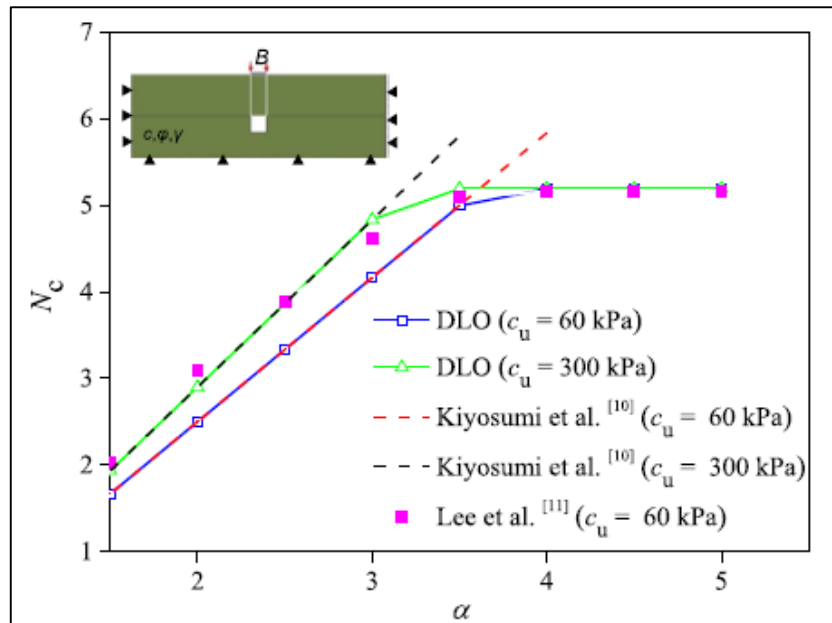


Figure II. 15 Comparaison entre N_c déterminé à l'aide de l'optimisation de la disposition des discontinuités (DLO) et celui des études antérieures (Zhou et al., 2018).

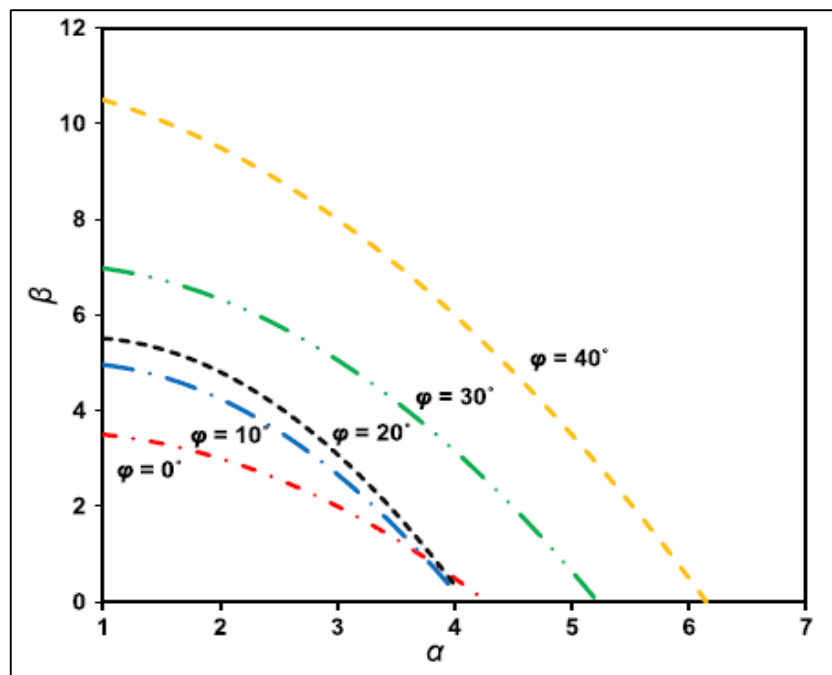


Figure II. 16 Emplacements critiques pour la capacité portante (Zhou et al., 2018).

Les résultats indiquent que la portance non drainée avec des vides est sensible au poids et à la cohésion du sol, car à la fois la capacité portante et les problèmes de stabilité sont présents dans le problème. Le mécanisme de rupture est directement lié à diverses propriétés du sol, aux emplacements des vides simples et à la distance horizontale entre deux vides. La présence de vides a un effet plus dominant sur les sols c - ϕ par rapport aux sols non drainés. Une interprétation des emplacements critiques et défavorables

pour les cas de vides simples et de vides doubles avec différentes résistances du sol est présentée.

Pour le cas de présence des cavités, la cohésion ainsi la masse volumique du sol ont une influence significative sur la portance d'une semelle sur un sol non drainé, ce qui diffère de la théorie classique de portance.

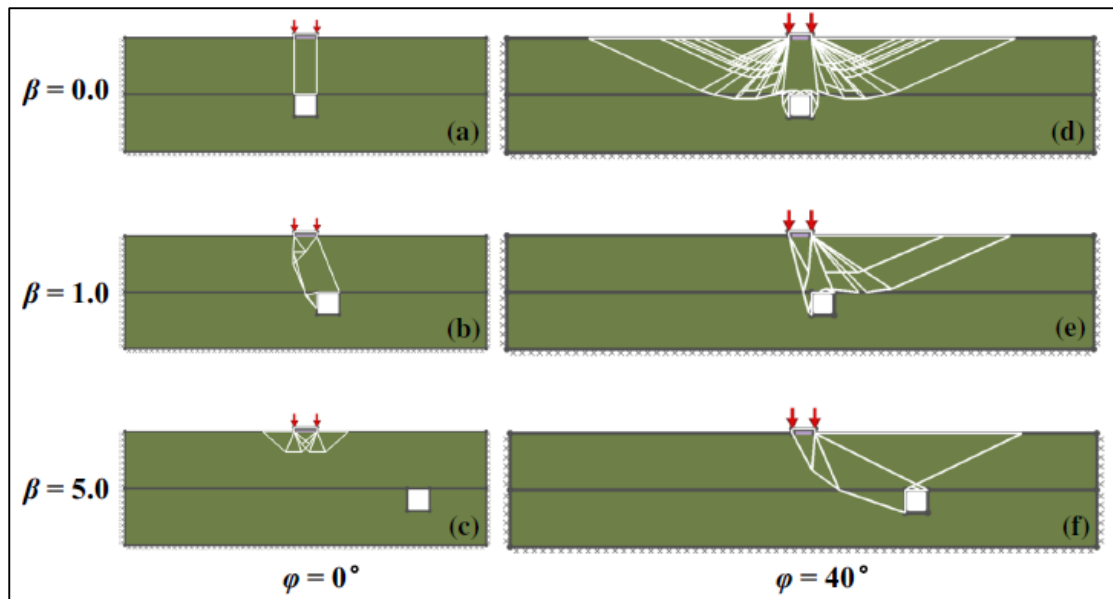


Figure II. 17 Mécanismes de rupture avec un seul vide ($a = 3.0$) (Zhou et al., 2018).

Il y a une réduction initiale de la valeur R lorsque β (excentricité du vide) et φ (angle de frottement) augmentent. La coïncidence d'un seul vide situé dans la région en éventail d'une surface de glissement engendre une diminution de la portance. L'existence de vides au-delà de cette région permet un gain ultérieur de la pression limite en tant que récupération de la pression passive du sol. Les valeurs minimales locales de R pour les cas de double vide surviennent en raison de l'instabilité des sols entre les deux vides.

Les valeurs de R ne peuvent pas approcher 1,0 pour les cas de vides parallèles car le vide situé sur la ligne médiane de la fondation régit le mécanisme de défaillance. Une accroissement des angles de frottement entraîne une réduction importante de R en l'absence d'un coin rigide par rapport au sol sans vides. De plus, une augmentation de la résistance au frottement élargit la plage dans laquelle les valeurs minimales locales de R se produisent en raison d'une surface de cisaillement élargie.

II.2.6. Etude numérique de (Xiao et al., 2018)

La stabilité non-drainée des radier en bande au-dessus de cavités dans des argiles à deux couches a été étudiée numériquement. En utilisant l'analyse de limite aux éléments finis (OptumG2 [41]), le facteur de portance non-drainée N_s du radier en bande a été calculé.

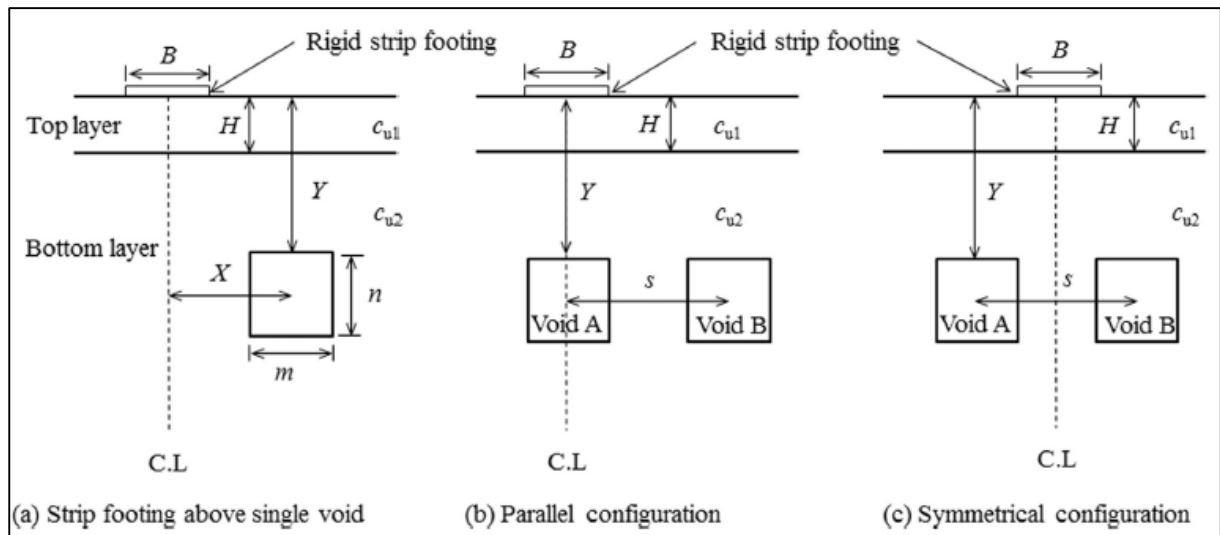


Figure II. 18 Présentation des modèles étudiés (Xiao et al., 2018).

L'influence de la profondeur de la première couche sous la semelle et du rapport contrainte de cisaillement non-drainée sur N_s a été étudié. De plus, d'autres paramètres géométriques, tels que l'emplacement, la taille, la largeur, la hauteur et la quantité de cavités, ont également été étudiés. Les résultats suivantes peuvent être tirées de l'étude de (Xiao et al., 2018) :

Comme exposé dans la Figure II.19. Pour la majorité des cas, les résultats de FELA sont remarquablement proches des solutions rapportées par Lee et al. En utilisant la MEF. La seule exception à cette observation se produit dans le cas de $Y/B=2.5$, où la méthode de Lee et al. Sous-estime le facteur de capacité portante non-drainée N_s jusqu'à 6,3%.

Le facteur de capacité portante non-drainée N_s augmente lorsque c_{u1}/c_{u2} augmente. Pour un système d'argile doux-sur-rigide ($c_{u1}/c_{u2} < 1,0$), N_s diminue avec un accroissement de la valeur de H/B . Cependant, pour un système d'argile rigide-sur-doux ($c_{u1}/c_{u2} > 1,0$), la valeur de N_s accrois avec un accroissement de H/B . En conséquence, la rupture par perforation du toit se produit à des valeurs plus basses de Y/B . De plus,

des équations sous forme fermée sont fournies pour calculer le facteur de portance non-drainée N_s .

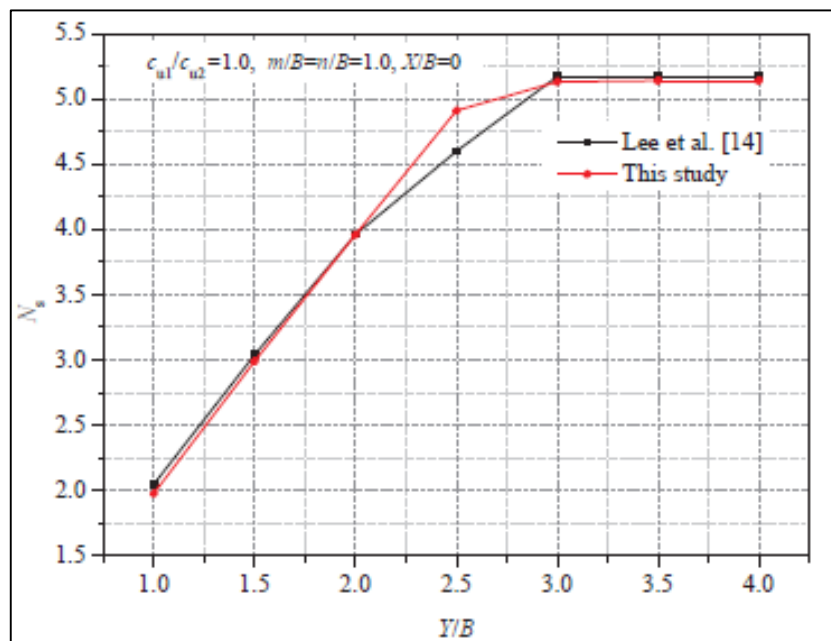


Figure II. 19 Comparaison d'une semelle filante sur un sol argileux homogène avec une seule cavité (Xiao et al., 2018).

Pour des vides carrés simples, la valeur de N_s accroit avec l'accroissement de Y/B et X/B , et abouti une valeur constante, ce qui indique que la présence du vide n'a pas d'impact sur la pression de charge non-drainée. Pour des cavités rectangulaires, N_s réduis linéairement avec l'accroissement de m/B de 0,5 à 1,0 à un taux de diminution élevé, et de 1,0 à 2,0 à un taux de diminution faible. Donc, on remarque que (n/B) a un effet négligeable sur N_s . En plus, on peut expliquer l'effet des cavités par nombreux mécanismes de défaillance qui sont exposés, qui permettent d'expliquer les conséquences de la présence de cavités.

En présence de deux cavités, N_s accroit avec un accroissement de s/B , quelle que soit la configuration parallèle ou symétrique. Les mécanismes de défaillance sont identiques pour les configurations parallèles et pour une semelle filante située au-dessus d'une seule cavité simple. Lorsque la valeur de N_s atteint une valeur constante, le ratio s/B (où s est l'écartement entre les semelles et B est la largeur de la semelle) est plus élevé pour les configurations parallèles par rapport aux configurations symétriques.

II.3. EFFET DE L'INTERFERENCE DE DEUX FONDATIONS PROCHES

L'interférence de fondations proches est un facteur crucial à prendre en compte. Lorsque plusieurs fondations sont construites à proximité les unes des autres, elles peuvent interagir et entraîner une variation de la portance de chaque fondation individuelle. Plusieurs études ont été consacrées à ce sujet, et voici quelques exemples de références.

II.3.1. Théorie de (Stuart, 1962)

Les interactions entre deux semelles filantes situées à proximité l'une de l'autre, et soumises aux mêmes conditions de sol d'assise, peuvent entraîner une variation de la portance de chaque fondation individuelle. (Stuart, 1962) a étudié ce cas à la fois théoriquement et expérimentalement, en se concentrant sur les sols pulvérulents. Les résultats obtenus sont brièvement résumés ci-dessous :

(Stuart, 1962) a émis l'hypothèse que la configuration géométrique de la surface de rupture constatée sous les deux semelles est ressemblante à celle étudiée par (Terzaghi, 1943). d'après (Stuart, 1962), les exigences qui suivent se manifestent (voir figure II.20):

- Figure II.20(a) : pour un espacement entre axe de deux semelles filantes rigides $x > x_1$, dans ce cas les mécanismes de rupture ne se superposent pas. Par conséquent, la portance maximale de chaque semelle continue est déterminée en utilisant l'équation de Terzaghi.

Si la cohésion est nulle ($c = 0$) :
$$q_u = qN_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (II.2)$$

- Figure II.20(b) : Lorsque la distance x entre les deux semelles filantes rigides (axe en axe) $x = x_2 < x_1$, les mécanismes de rupture sous chaque semelle ressemblent aux zones passives de Rankine, mais se chevauchent. La charge limite demeure la même que dans le premier cas, mais on observe cependant une augmentation des tassements par rapport à une semelle isolée.

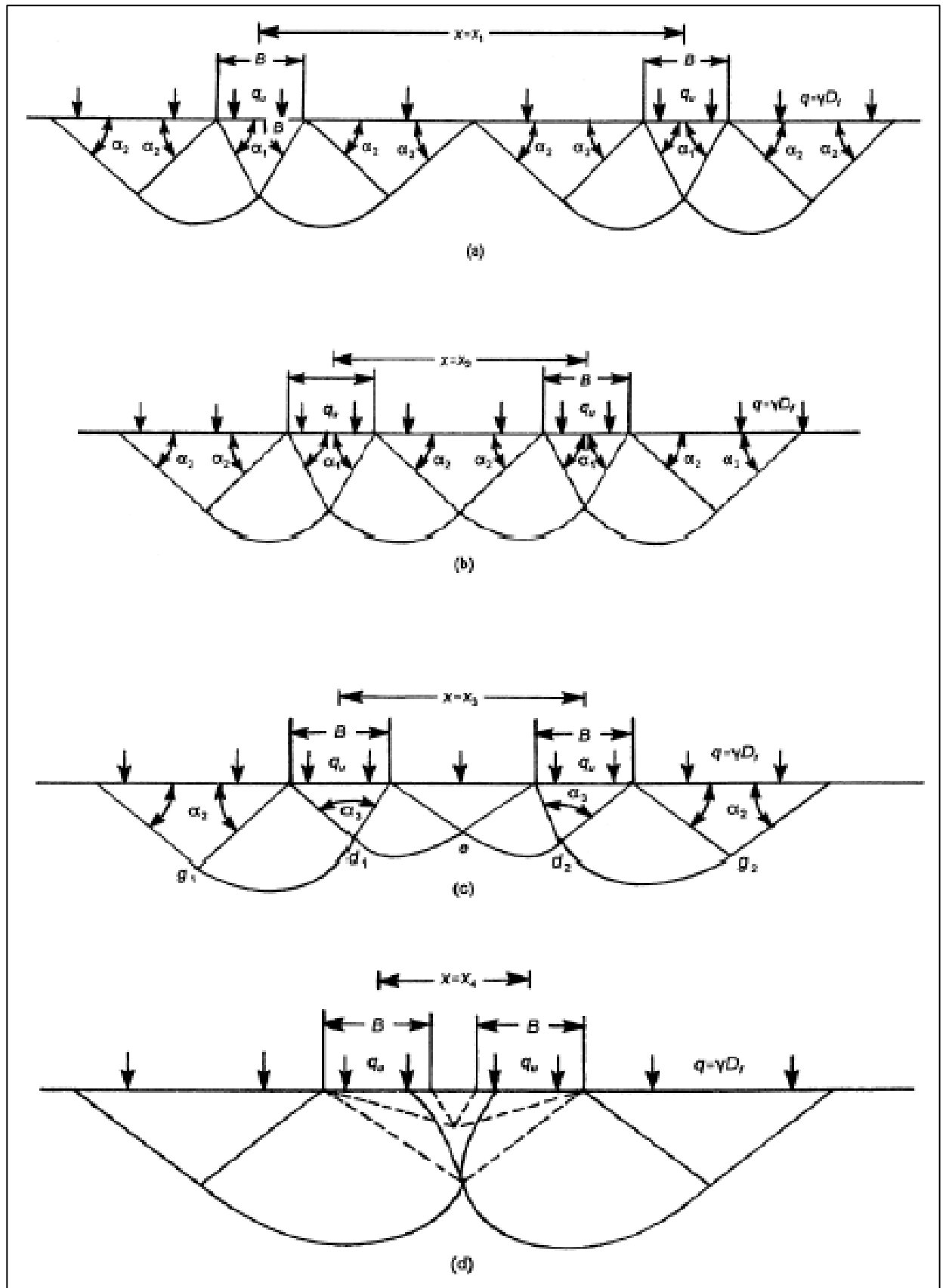


Figure II. 20 Mécanisme de rupture observée sous deux semelles filantes rapprochées rigides ($\alpha_1=\phi$, $\alpha_2=45-\phi/2$, $\alpha_3=180-\phi$) (Stuart, 1962).

- Figure II.20(c) : pour ce cas $x = x_3 < x_2$. L'apparition du coin triangulaire sous chaque semelles forme deux angles de $(180^\circ - 2\phi)$ aux points d_1 et d_2 respectivement. Le point d'intersection des deux spirales $d_1 g_1$ et $d_1 e$ est d_1 . Même chose pour la deuxième semelle. La charge ultime de chaque semelle pour une cohésion nulle est égale à :

$$q_u = qN_q\zeta_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma\zeta_\gamma \quad (\text{II. 3})$$

ζ_γ et ζ_q sont les facteurs d'interférence qui varient en fonction de x/B et ϕ .

Les figures II.21 et II.22 exposent théoriquement les variations de ces facteurs.

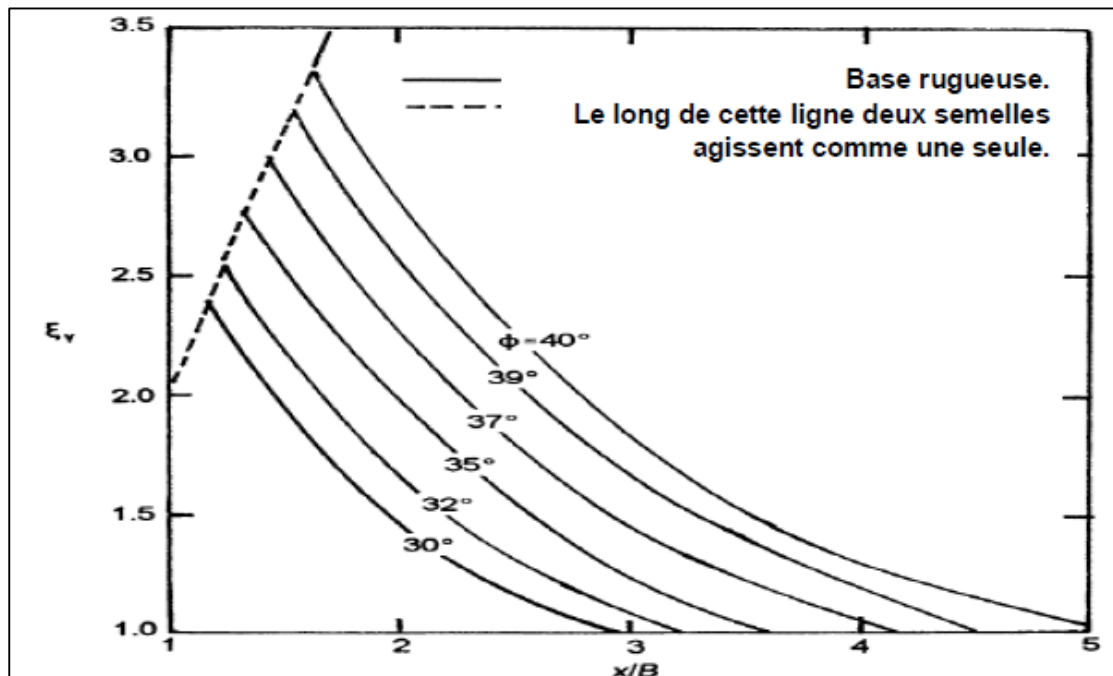


Figure II. 21 Facteur d'interférence ζ_γ (Stuart, 1962).

- Dans le cas présenté dans la Figure II.20(d), où $x = x_4 < x_3$, les deux semelles se bloquent entre elles et se comportent comme une seule semelle. Une zone d'arc renversé se forme entre les deux semelles, dirigée vers le bas, lorsqu'on applique le chargement. Cette zone d'arc disparaît lorsque les deux semelles se touchent, transformant l'ensemble des deux semelles en une seule semelle de largeur $2B$. La charge ultime reste la même que celle indiquée dans l'équation (II.3), à l'exception de la largeur de la semelle qui est doublée pour prendre en compte les deux semelles ($2B$).

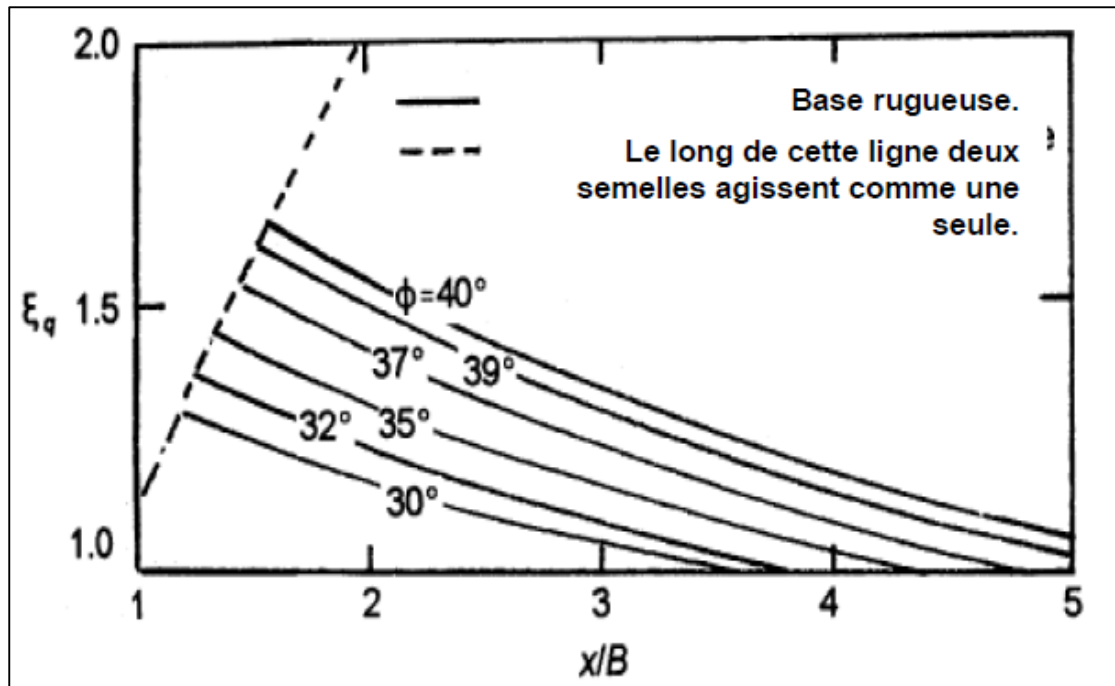


Figure II. 22 Facteur d'interférence ζ_q (Stuart, 1962).

II.3.2. Etude expérimentale de (Das & Larbi-Cherif, 1983)

Des tests en laboratoire du modèle de capacité ultime de chargement pour des semelles filantes et étroitement espacées sur du sable ont été analysés par (Das & Larbi-Cherif, 1983). La Figure II.23 le modèle utilisé pour les essais expérimentaux.

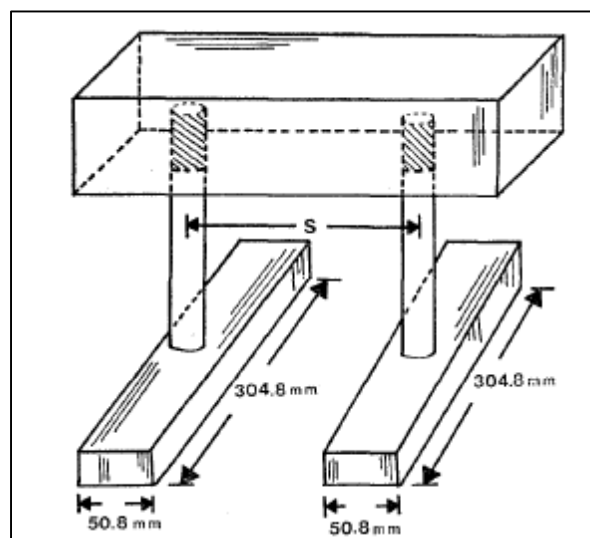


Figure II. 23 Modèle d'un essai de laboratoire (Das & Larbi-Cherif, 1983).

Pour deux semelles filante étroitement espacées, les variations des facteurs d'efficacité ζ_γ et ζ_q (associés aux facteurs de capacité portante N_γ et N_q) par rapport à l'espacement

centre à centre sont similaires avec les prédictions faites par Stuart (1962). Cependant, les magnitudes de ζ_γ et ζ_q sont sensiblement inférieures à celles prédites par la solution de Stuart, surtout pour $S/B < 3$. Selon les résultats expérimentaux, il semble que la valeur de ζ_q peut être approximée à un pour toutes les valeurs de S/B (voir la Figure II.24).

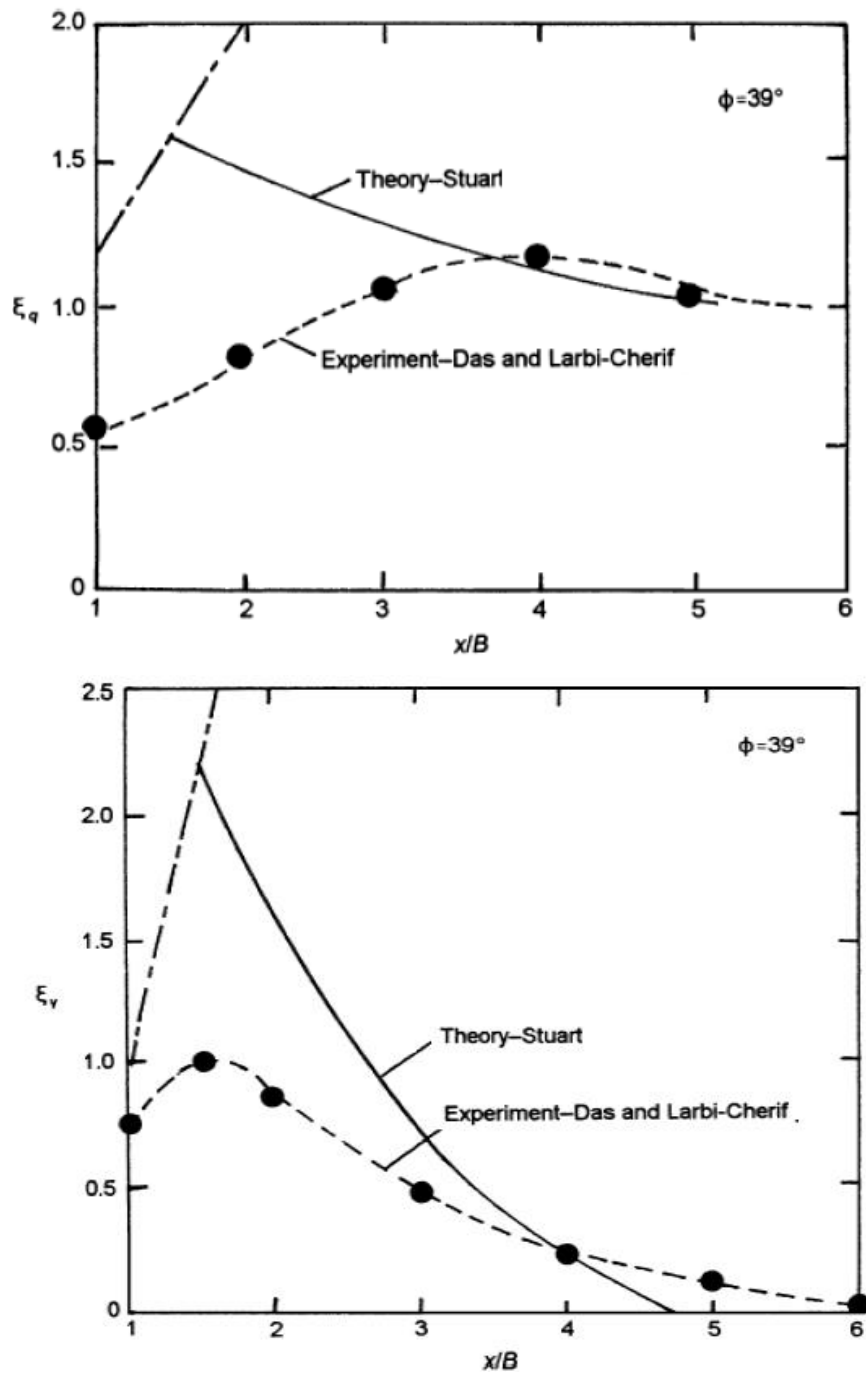


Figure II. 24 comparaison des facteurs d'interférence de (Stuart, 1962) et (Das & Larbi-Cherif, 1983).

II.3.3. Etude de (Kumar & Ghosh, 2007a) (Ghazavi & Lavasan, 2008; Kumar & Ghosh, 2007b)

(Kumar & Ghosh, 2007a) ont choisi l'utilisation de la méthode des caractéristiques pour deux mécanismes de rupture différents, et ils ont été noté que les résultats du deuxième mécanisme se rapprochent plus de la théorie de (Stuart, 1962). (Kumar & Ghosh, 2007b) ont utilisé l'analyse des limites supérieures pour examiner l'influence de deux fondations filantes adjacentes plaçant sur un sol pulvérulent. Une zone de cisaillement radiale en spirale logarithmique, composée de plusieurs blocs rigides triangulaires, a été supposée exister autour de chaque bord de fondation. Les équations des arcs de spirale logarithmique étaient basées sur les angles φ_L et φ_R plutôt que sur l'angle de frottement des sols φ ; les valeurs de φ_L et φ_R ont été progressivement variées entre 0 et φ . Il a été constaté que la portance ultime atteignait un maximum pour un certain espacement critique entre les fondations. Pour un espacement supérieur au critère, la portance diminuait continuellement avec l'accroissement de l'espacement. L'étendue de ce dernier correspondant à laquelle la capacité portante ultime devient soit maximale, soit égale à celle d'une seule fondation isolée, augmente avec l'augmentation de φ . Les résultats sont en accord cohérent avec les données théoriques et expérimentales disponibles.

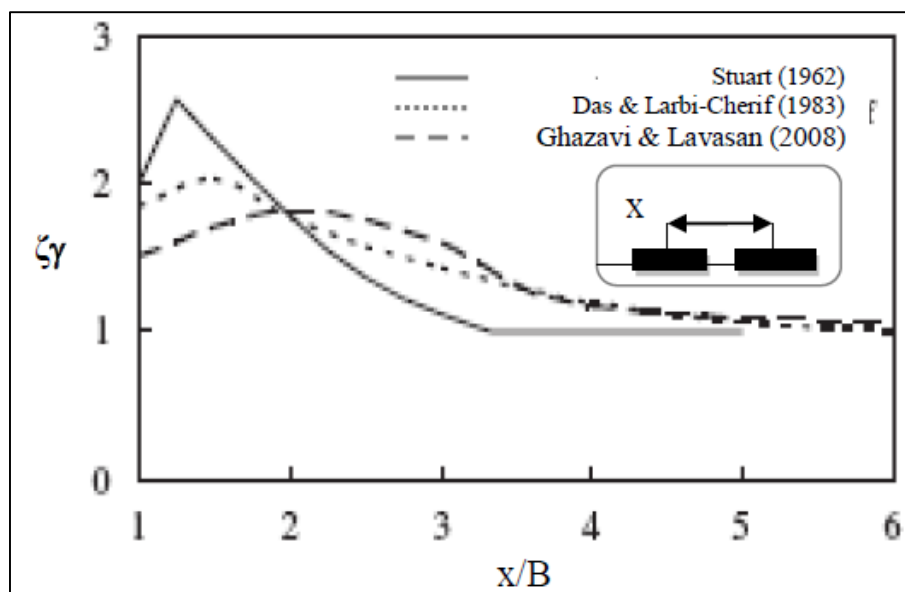


Figure II. 25 Comparaison de ζ_γ obtenus par différentes études (Ghazavi & Lavasan, 2008).

(Ghazavi & Lavasan, 2008), ont étudié numériquement l'interaction de deux fondations filantes placées sur un sol pulvérulent, les résultats exposés dans la Figure II.25 montrent

que Les résultats d'essais numériques sont en harmonie satisfaisante avec ceux des essais expérimentaux.

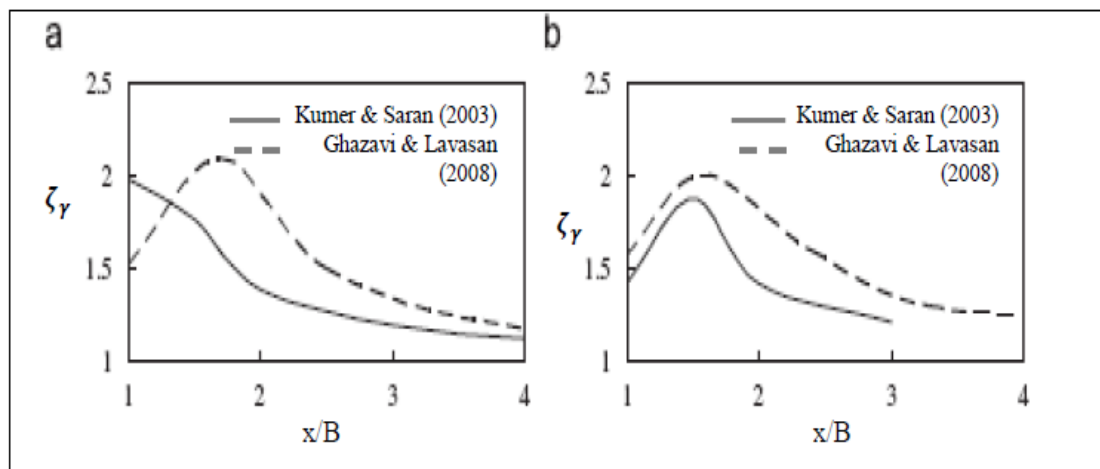


Figure II. 26 Comparaison de ζ_γ pour (a) semelle filante ;(b) semelle carrée (Ghazavi & Lavasan, 2008).

Kumar et Saran (2003) présentent une variation irrégulière de ζ_γ qui n'a pas été discutée par les chercheurs. Ils ont constaté que pour un espacement nul entre deux semelles filantes interférentes la portance maximale n'est atteinte. Si l'espacement est plus grand, on constate une réduction de la portance. Bien que cette valeur maximale de la portance pour les études précédentes est atteinte lorsque $x/B \approx 2$, au-delà de cette valeur, la portance se démunie.

II.3.4. Etude de (Mabrouki et al., 2010)

L'interférence entre deux fondations filantes est étudiée grâce au code des différences finies FLAC, l'une lisse et l'autre rugueuse, sur leur portance. Les semelles ont été soumises à des charges verticales centrées et reposent sur un milieu caractérisé par le modèle de Mohr-Coulomb et la loi d'écoulement associatif. Les facteurs d'efficacité ζ_γ , ζ_c et ζ_q ont été calculés individuellement ainsi qu'en tenant compte simultanément des pressions de surcharge et du poids unitaire $\zeta_{\gamma q}$. Les résultats obtenus ont été comparés aux données disponibles dans la littérature existante.

Les résultats des analyses numériques ont été comparés aux données théoriques et expérimentales, et il a été certifié que l'interaction entre deux fondations filantes augmente significativement leur portance par rapport aux semelles isolées. Cet effet a

été particulièrement prononcé pour les semelles rugueuses avec des rapports d'espacement s/B compris entre 0,1 et 0,5, et ϕ variés entre 25° et 40° .

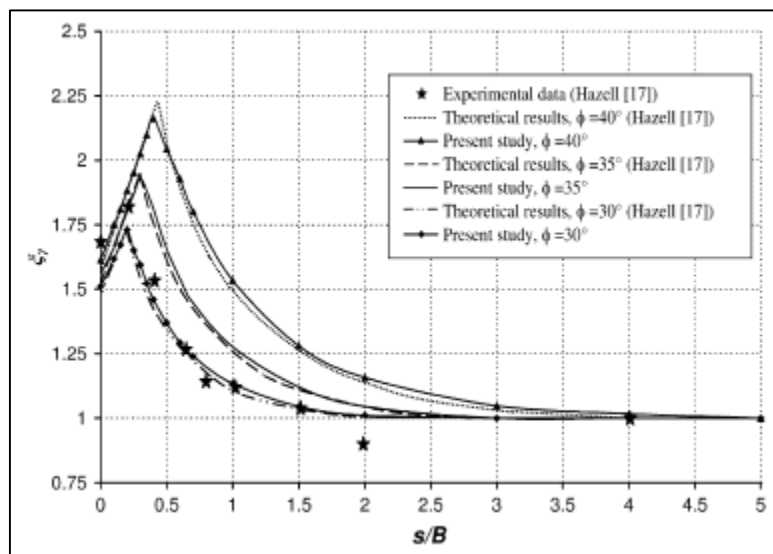


Figure II. 27 Comparaison des valeurs de ζ_γ obtenues avec les résultats théoriques et les données expérimentales pour des semelles rugueuses et un encrage $D/B = 0,4$ (Mabrouki et al., 2010).

Il a été constaté que les valeurs de ζ_c dépendent de la condition de rugosité supposée, lisse ou rugueuse. Pour les fondations rigides, les ζ_c obtenues à partir de FLAC concordaient généralement bien avec les données de (Kumar & Kouzer, 2008), et les valeurs de ζ_{cq} de cette étude étaient en très bon accord avec les résultats obtenus par (Hazell, 2004). Les capacités portantes obtenues en utilisant l'hypothèse de superposition de Terzaghi pour différents espacements ont été comparées à celles calculées directement, et il a été constaté que la superposition sous-estimait toujours la portance, avec une erreur croissante pour les espacements plus petits.

II.3.5. Etude de (Benbouza et al., 2018)

Le but de cette étude est d'effectuer une analyse numérique en utilisant l'analyse par éléments finis avec un modèle de contrainte plane appliqué au sable supporté deux semelles filantes adjacentes. Les calculs sont effectués avec code de calcul Plaxis. Une étude paramétrique est réalisée pour examiner l'effet de la distance entre les semelles sur (ζ_γ) et les surfaces de rupture apparaissent sous les semelles. Un demi-modèle symétrique est utilisé pour minimiser le temps de calcul.

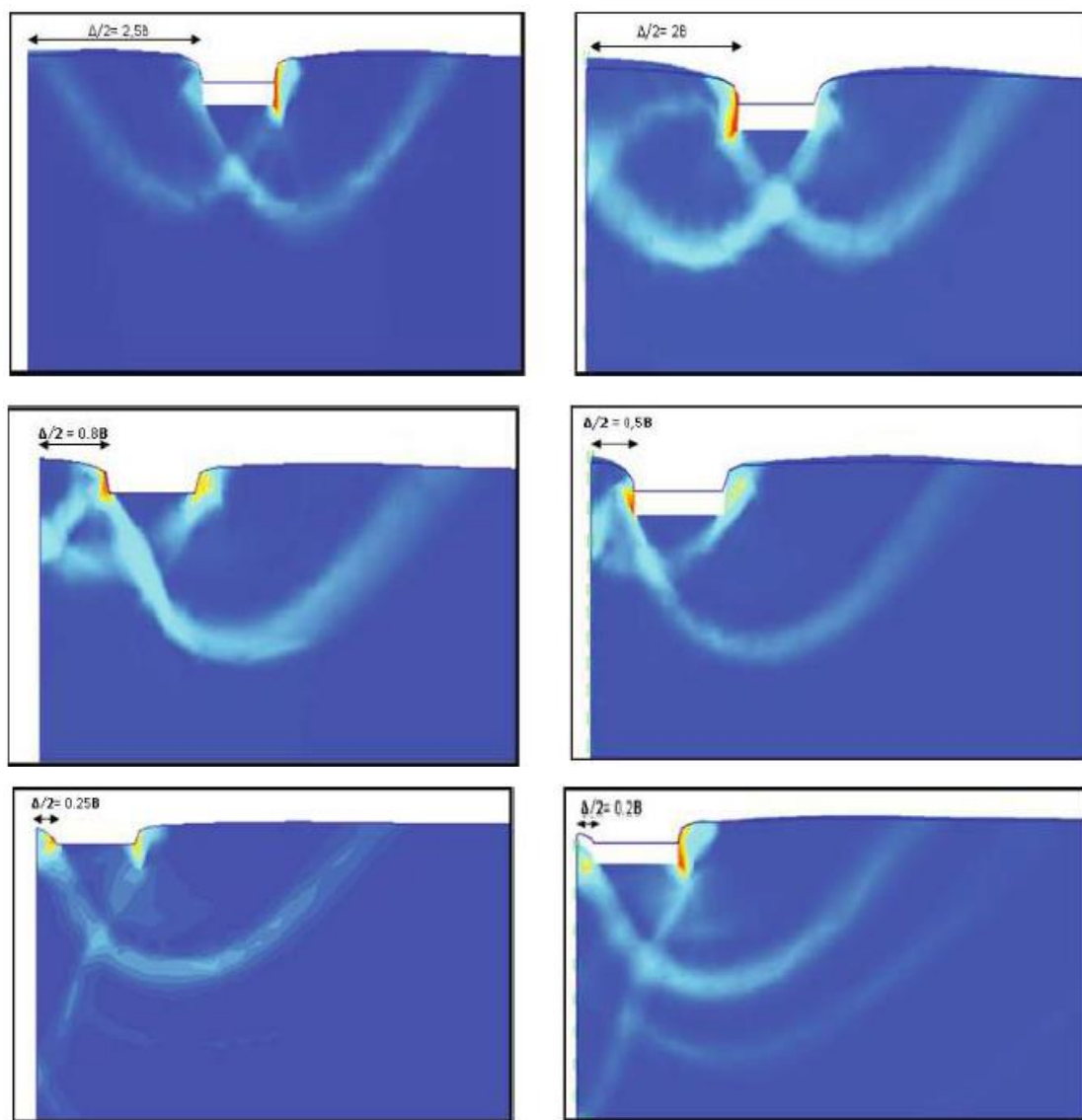


Figure II. 28 Surface de rupture pour différentes valeurs de Δ/B (Benbouza et al., 2018)

Les mécanismes de rupture observés pour différentes valeurs de l'espacement entre nus de deux semelles filantes (Δ/B) sont présentés dans la Figure II.28, (Benbouza et al., 2018) ont constaté que Ces mécanismes sont en accord avec ceux présentés par (Stuart, 1962). Ainsi pour la Figure II.29, il semble que la tendance générale des variations du (ζ/γ) trouvées dans la présente étude soit semblable à celle prédite par d'autres études, pourtant il existe une grande variation d'amplitude entre les résultats théorique, expérimentaux et numériques. Cependant, les résultats numériques concordant très bien avec ceux des essais expérimentaux.

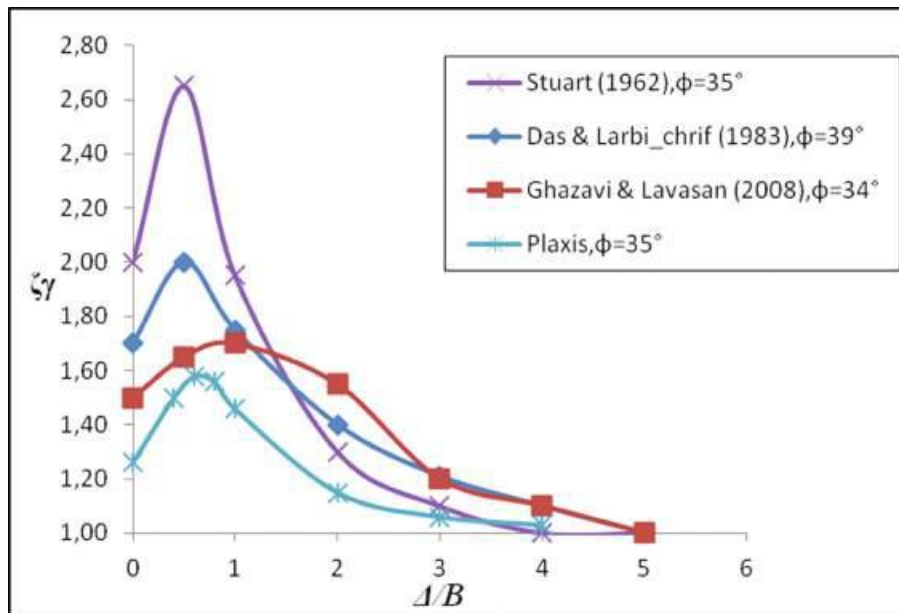


Figure II. 29 Comparaison des résultats numériques, expérimentaux et analytiques (Benbouza et al., 2018).

II.3.6. Etude de (Boufarh et al., 2019)

Dans cette étude, une investigation expérimentale a été menée pour examiner l'influence d'interaction des deux semelles filantes juxtaposées placées au-dessus de la surface d'un dépôt de sol pulvérulent en bicouches. Plusieurs essais de laboratoire ont été faits pour déterminer l'influence de la longueur des semelles, du rapport d'espacement et de la profondeur de la couche en haut sur le facteur d'efficacité. Les résultats ont été présentés sous forme de facteurs d'efficacité, et leur variation a été analysée par rapport aux changements dans le rapport d'espacement entre les semelles.

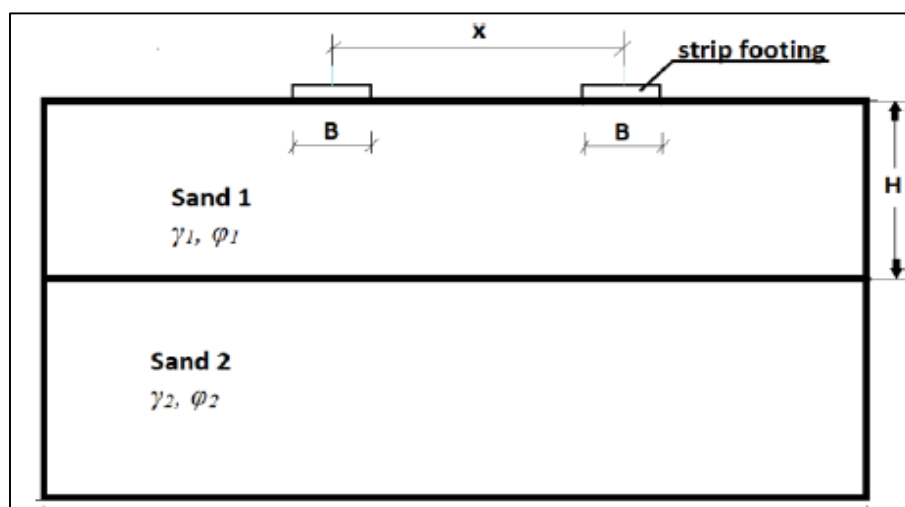


Figure II. 30 Problème étudié (Boufarh et al., 2019).

Exactement, une série de tests numériques a été menée lorsque l'angle de frottement interne de la deuxième couche est plus élevé que celui de la première couche. ($\phi_2 > \phi_1$), il a été observé que pour H/B varie de 1 à 4, le facteur d'efficacité obtenu pour un sol bicouche se situe dans la plage de variation du sol homogène (voir Figure II.31). Il est encore évident que la portance q_u diminue avec l'accroissement de la première couche (H), notamment quand H/B varie entre 1 et 2. Au-dehors de cette plage, la rupture se paraître principalement dans la première couche ainsi que la portance devient indépendante de l'autre couche. De plus, quand (x/B) supérieur ou égal 3, on néglige l'effet d'interférence.

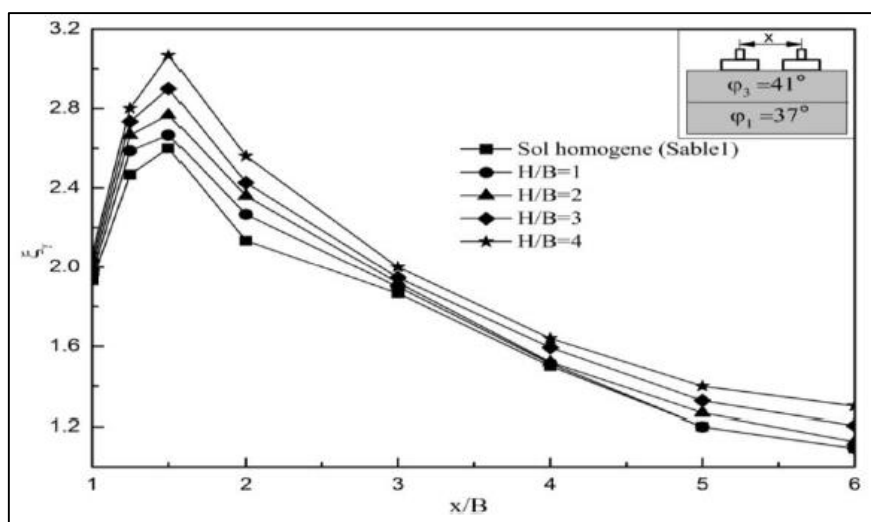


Figure II. 31 $\xi\gamma$ en fonction de x/B pour $\phi_2 > \phi_1$ (Boufarh et al., 2019).

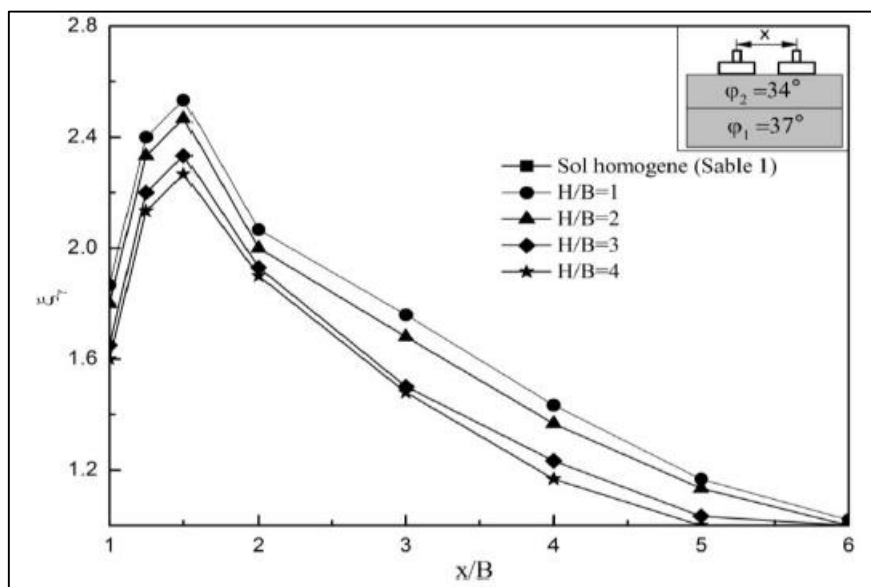


Figure II. 32 $\xi\gamma$ en fonction de x/B pour $\phi_2 < \phi_1$ (Boufarh et al., 2019).

La Figure II.32 présente le cas inverse ($\varphi_2 < \varphi_1$), si on varie H de 1 à 4 le facteur d'interférence obtenue est dans la plage des valeurs pour le cas de sol homogène. Cependant, aucun effet d'interférence n'est observé lorsque x/B varie de 4 à 5.

II.3.7. Etude de (Gupta & Sitharam, 2020)

(Gupta & Sitharam, 2020) ont mené une étude expérimentale et numérique par le code de différence finie FLAC 3D afin d'analyser l'effet d'interaction de deux semelles carrées rapprochées et placées sur un sol sableux.

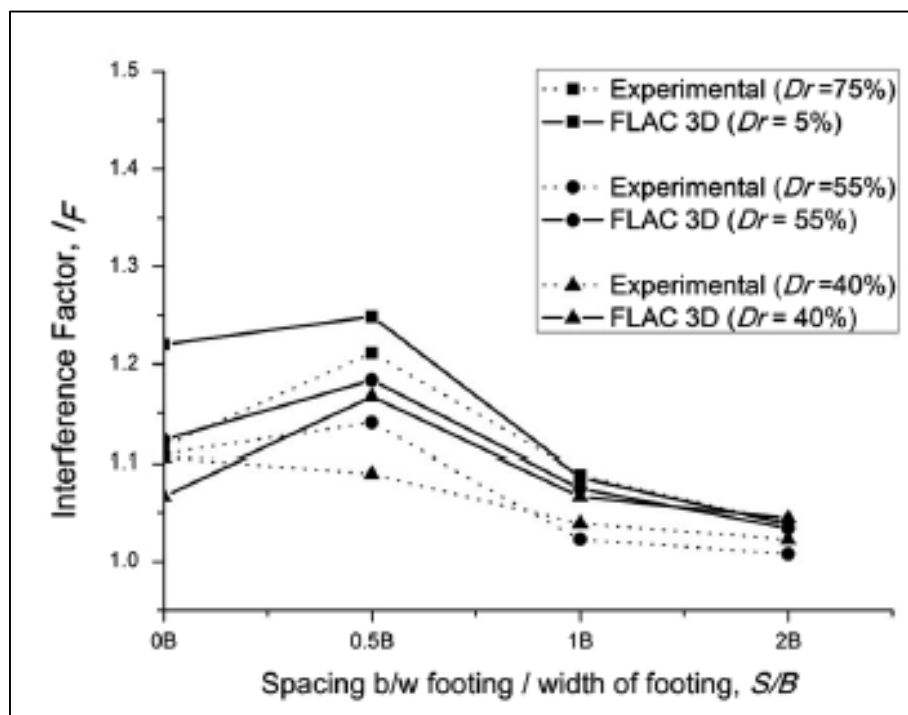


Figure II. 33 Comparaison des résultats numériques et expérimentaux (Gupta & Sitharam, 2020)

Leurs résultats ont révélé que l'effet d'interférence atteignait son maximum lorsque l'espacement entre les deux semelles était de 0,5 fois la largeur d'une semelle, tandis que l'effet d'interférence était négligeable lorsque l'espacement était de 2 fois la largeur d'une semelle.

II.4. CONCLUSION

La portance des semelles superficielles est affectée par plusieurs facteurs, surtout l'effet de la présence des cavités souterraines. Une prise en compte rigoureuse de ces paramètres est essentielle pour garantir la stabilité et la performance à long terme des fondations superficielles utilisées dans la construction de structures.

Les cavités souterraines, peuvent avoir un impact significatif sur la portance des fondations interférées. Les variations dans les caractéristiques du sol autour des cavités, ainsi que les déformations potentielles induites par les charges appliquées, peuvent entraîner des changements complexes dans la performance géotechnique des semelles de fondation.

Cependant, les études sur ce sujet sont encore limitées et souvent basées sur des cas spécifiques, ce qui complique la généralisation des résultats. De plus, les méthodes d'investigation disponibles, telles que les essais en laboratoire, les modèles numériques et les études sur le terrain, présentent encore des défis techniques et des incertitudes.

Donc il est nécessaire de suivre les nouvelles études afin de comprendre l'interaction entre les cavités souterraines et les semelles rapprochées interférées, et pour développer des méthodes d'investigation plus avancées et fiables. Les études expérimentales et numériques, aussi que les examinations de cas sur le terrain, peuvent contribuer à améliorer notre compréhension de ces interactions complexes.

En conclusion, bien que des progrès qui sont réalisés pour la compréhension de l'influence des vides sur la portance ultime des fondations juxtaposées, les investigations disponibles restent insuffisantes notamment pour le cas des sols pulvérulents. Des recherches complémentaires sont indispensables pour approfondir notre compréhension de ce phénomène, ce qui peut permettre de développer les méthodes de conception des semelles de fondation dans les zones où des cavités souterraines sont présentes.

CHAPITRE III

L'OUTIL DE MODELISATION NUMERIQUE.

III.1. METHODE DES ELEMENTS FINIS

III.1.1. Introduction

Avec le développement de la technologie, les projets réalisés par les ingénieurs deviennent de plus en plus compliqués, très chère et soumis à des critères de sécurité de plus en plus strictes. Pour relever ces défis, les ingénieurs ont recours à des méthodes de modélisation du comportement des systèmes physiques complexes, en raison de la complication des méthodes de calcul de la résistance des matériaux. Parmi ces méthodes, la MEF est été plus performantes grâce aux améliorations de l'informatique et aux avancées des mathématiques dans les domaines de l'hypothèse de l'énergie, ainsi que des méthodes de projection et d'estimation. MEF est largement usée dans plusieurs secteurs tels que le génie civil.

La MEF est une nouvelle approche multidisciplinaire qui combine trois domaines fondamentaux :

- La mécanique des structures, incluant l'élasticité, la résistance des matériaux, la dynamique, la plasticité, et d'autres.
- Le calcul numérique, comprenant les méthodes d'approximation, la détermination de systèmes linéaires, la résolution de problèmes aux valeurs propres, et d'autres.
- L'informatique appliquée, englobant les manières de l'amélioration de grands logiciels.

III.1.2. Historique

la MEF apparue en 1819, lorsque Navier a développé une techniques pour étudier les systèmes hyperstatiques en assurant l'équilibre et la compatibilité. Ensuite, en 1864, Maxwell et en 1878, Castigliano ont établi complètement les théorèmes de l'énergie. Des avancées significatives ont été réalisées au début du 20e siècle dans le domaine des techniques d'approximation grâce à l'utilisation de techniques d'approximation variationnelles pour discrétiser spatialement le domaine. En 1955, Argyris a introduit une approche assemblée des techniques basées sur les forces et les déplacements, tandis que Turner et Clough ont publié en 1956 une exposition méthodique de la méthode basée sur les déplacements. Les dernières publications ont été principalement très importantes et ont réellement marqué l'arrivée de la MEF telle qu'une technique de calcul pour les structures compliquées.

III.1.3. Notions de base

La (MEF) consiste à représenter un élément structural à étudier par un maillage discret composant de nombre fini d'éléments. Ces éléments sont interconnectés par nœuds. Au début, le comportement de chaque élément est étudié indépendamment, ensuite ils sont assemblés pour garantir la cohérence entre les charges appliquées et les déformations réelles de la structure en tant qu'entité continue.

La MEF est une approche très robuste, car elle admet d'étudier avec précision des structures continues présentant des géométries complexes et des chargements variables. Elle demande beaucoup de calculs de nature répétitive, Donc ils s'adaptent facilement aux programmations numériques.

III.2. L'UTILISATION DE LA MEF

La MEF est une approche théoriquement satisfaisante afin de modéliser numériquement les différents et complexes problèmes géotechniques.

Elle demande :

- Une Détermination de la configuration géométrique du problème de manière à ce que les limites du calcul n'affectent pas les résultats.
- Choisir un critère de comportement du sol approprié.
- Déterminer les propriétés des structures et des et des éléments d'interface pour prendre en compte l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- Déterminer l'état préliminaire des contraintes et des pressions interstitielles.

Elle admet de :

- Réaliser les calculs d'écoulement pour reproduire toutes les étapes du travail.
- Tenir en considération les transformations des propriétés des constructions, des couches de sol et des nappes de butons ou de tirants.
- Déterminer les coefficients de sécurité.

Elle permet de déterminer pour les ouvrages :

- Les déplacements,
- Les forces internes,
- Les forces dans les butons ou les tirants.

Pour les sols elle permet de :

- Calculer les déplacements et les déformations du sol.
- Déterminer les pressions totales et effectives dans le sol.
- Estimer les contraintes dues à l'eau dans le sol.
- déterminer les coefficients de sécurité pour évaluer la stabilité du sol.

III.2.1. Analyse des déplacements par MEF

La (MEF) est une approche computationnelle choisi pour obtention d'une solution estimée à un problème de valeur limite. Les équations mathématiques sont discrétisées en équations algébriques évaluées en points discrets dans la région d'intérêt. Les éléments finis sont formulés et résolus de manière à réduire l'erreur dans la solution approchée d'un problème de valeur limite.

Cette approche est généralement utilisée pour des problèmes de :

- l'élasticité linéaire et d'élasto-plasticité,
- les déformations planes bidimensionnelles.

On commençant dans une analyse par MEF par la création d'un maillage d'éléments finis, qui consiste en des éléments reliés entre eux par des nœuds.

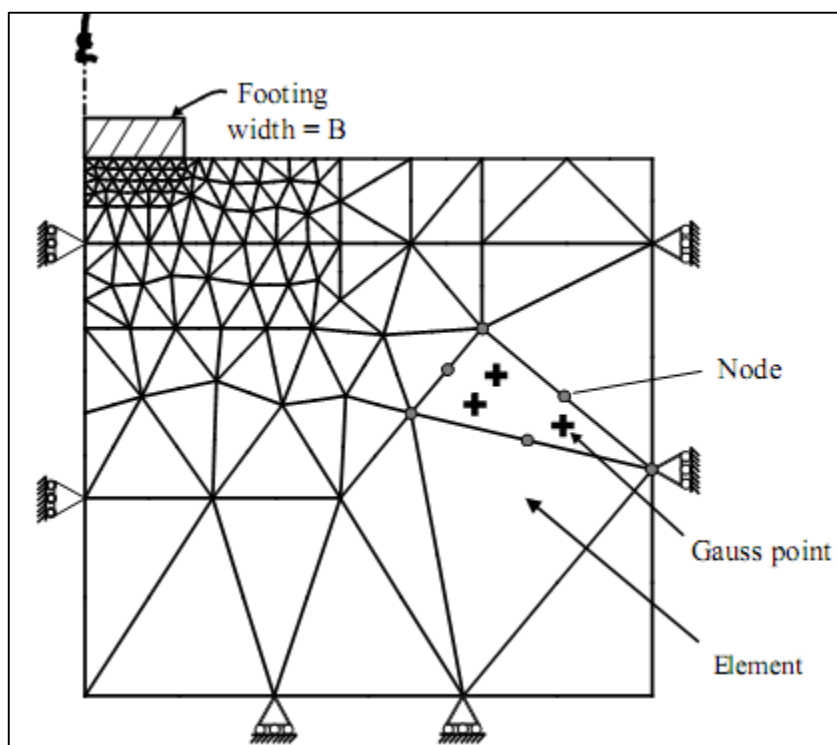


Figure III. 1 Maillage EF en Plaxis.

Dans le cas d'une approximation basée sur les déplacements, les variables principales sont les déplacements. Les valeurs des déplacements aux nœuds sont interpolées à l'intérieur des éléments pour obtenir des formules algébriques pour les déformations et les déplacements à travers l'ensemble du maillage. Une loi constitutive est utilisée pour établir une corrélation entre les déformations et les contraintes, permettant ainsi de calculer les forces agissant aux nœuds. Ces forces nodales sont ensuite reliées aux déplacements nodaux à l'aide d'équations qui sont formulées et résolues dans le cadre du programme de l'élément fini, afin de déterminer les déplacements dans chaque nœud.

Elle implique les phases ci-dessous :

1- *La subdivision des éléments* : c'est la discrétisation de la structure étudiée en des petits éléments nommés éléments finis. Ils contenant des nœuds situés sur les extrémités ou à l'intérieur de ces éléments.

2- *L'estimation des variables fondamentales* : (par exemple, les déplacements) et est approximée de manière à changer sur chaque élément. Ce changement est exprimé en fonction des valeurs nodales.

3- *Formulation des équations élémentaires* : Le principe variationnel approprié (tel que le minimum d'énergie potentielle) est utilisé pour dériver les équations de chaque élément :

$$\mathbf{K}^e \mathbf{U}^e = \mathbf{P}^e \quad \text{(III. 1)}$$

Avec :

\mathbf{P}^e : Le vecteur des forces nodales,

\mathbf{U}^e : Vecteur des déplacements nodaux,

\mathbf{K}^e : Matrice de rigidité élémentaire.

4- *Assemblage des équations globales* : Les équations des éléments sont combinées pour former un système d'équations globales.

5- *Conditions aux limites* : sont formulées et les équations globales sont modifiées en conséquence. Les charges \mathbf{P} sont assignées en fonction des déplacements \mathbf{U} .

Le système d'équations globales, qui est généralement composé par nombreuses équations, est résolu pour trouver les déplacements aux nœuds. Donc les contraintes et les déformations peuvent être évaluées.

III.2.2. Éléments de l'analyse bidimensionnelle

L'analyse en deux dimensions des continus est généralement réalisée en utilisant des éléments de forme carré ou triangulaires. Pour décrire les déplacements au fond de chaque élément une fonction d'interpolation polynomiale est utilisée. Plus le degré du polynôme d'interpolation est élevé (c'est-à-dire plus il y a de nœuds définissant l'élément), plus les résultats sont précis.

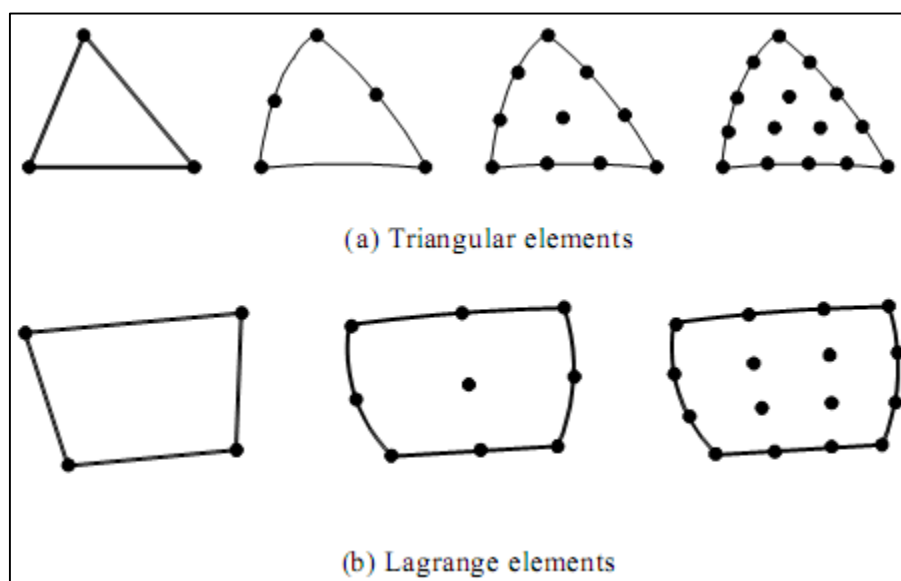


Figure III. 2 Éléments de l'analyse bidimensionnelles.

III.2.3. Interpolation des déplacements

Les inconnues fondamentales dans cette méthode sont les déplacements aux nœuds. Ces déplacements au fond de chaque élément sont déterminés en fonction des valeurs nodales en usant des équations d'interpolation, généralement sous forme de polynômes. Un exemple illustratif est le cas d'un triangle avec six nœuds.

$$u(x, y) = a_0 + a_1x + a_2y + a_3x^2 + a_4xy + a_5y^2 \quad (\text{III. 2})$$

$$v(x, y) = b_0 + b_1x + b_2y + b_3x^2 + b_4xy + b_5y^2 \quad (\text{III. 3})$$

$a_1, a_2, \dots, a_5, b_1, b_2, \dots, b_5$ ont une relation avec les valeurs nodales.

Pour une interpolation du second ordre, 12 constantes sont nécessaires. Et elles peuvent être exprimées en fonction de ces 12 déplacements nodaux de l'élément.

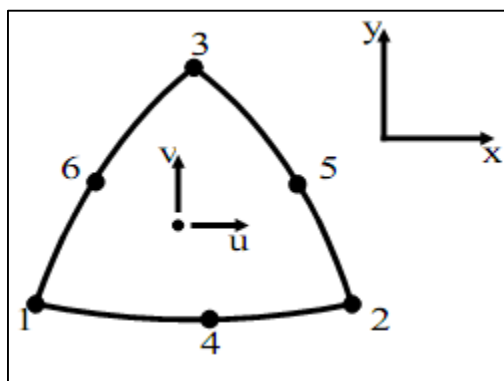


Figure III. 3 Élément triangulaire à 6 nœuds.

III.2.4. Déformations

Les déformations sont calculées pour l'élément qui use les définitions standard, par exemple un triangle qui a six nœuds.

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} = a_1 + 2a_3x + a_4y \quad (\text{III. 4})$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y} = b_2 + b_4x + 2b_5y \quad (\text{III. 5})$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = (b_1 + a_2) + (a_4 + 2b_3)x + (2a_5 + b_4)y \quad (\text{III. 6})$$

En général, les équations qui expriment les déformations en fonction des déplacements sont formulées sous forme d'équations matricielles.

$$\varepsilon = BU^e \quad (\text{III. 7})$$

Pour notre cas d'étude, nous utilisons PLAXIS, un logiciel 2D destiné à la géotechnique, qui est l'un des principaux logiciels utilisés par les géotechniciens.

III.3. PRESENTATION DE LOGICIEL PLAXIS

L'étude de projets géotechniques nécessite l'utilisation de nombreux codes éléments finis. Les ingénieurs expérimentés dans ce domaine sont conscients que les hypothèses

faites pour passer de cas réel au modèle sont difficiles à déterminer. Ils savent également que le jargon associé aux éléments peut parfois être compliqué, et aimeraient éviter d'avoir à contribuer dans la numérotation des éléments, des nœuds ou dans les choix destinés aux numériciens. Ils souhaitent disposer d'un code sur leur PC, qui gère leur travail bureautique et technique quotidien, afin de pouvoir effectuer des études paramétriques sur des problèmes complexes. Ils exigent avant tout que leurs journées ne soient pas encombrées par des tâches fastidieuses d'entrée de données et d'interprétation des fichiers.

III.3.1. Options par défaut et solutions approchées

Le code PLAXIS, est considéré comme un choix optimal tant sur le plan scientifique que pratique pour l'analyse pseudo-statique 2D. Sur le plan scientifique, il offre un instrument d'analyse qui permet de traiter la non-linéarité dans le contexte de l'élasto-plasticité, en tenant compte de modèles non standards (avec 5 paramètres), prenant en considération les contraintes de l'eau dans le sol et aussi la consolidation. Il est équipé de techniques de résolution avancées, d'algorithmes fiables, et de méthodes de sélection automatique pour traiter efficacement les modèles non linéaires dans le domaine de l'élasto-plasticité, y compris les cas non standards. pour éviter les décisions complexes pour les opérateurs moins expérimentés.

Bien que le code soit très fiable du point de vue numérique, Il use des éléments de grande exactitude, comme les triangles qui ont 15 nœuds, ainsi que des méthodes de résolution avancées tel que la méthode de longueur d'arc, Du point de vue pratique, son interface utilisateur avec des menus arborescents à l'écran le rend facile à utiliser, sans encombrer l'esprit de l'opérateur. Les manuels sont compacts et conviviaux, car leur utilisation devient rare avec le temps grâce à la simplicité et à la facilité d'accès des informations fournies. De plus, les paramètres par défaut pour les contraintes aux limites facilitent la saisie rapide et aisée des données. Enfin, les opérations simplifiées pour l'introduction des contraintes et des contraintes des eaux admettent d'obtenir rapidement des résultats pour deviner le comportement de n'importe quel ouvrage, même si des calculs plus détaillés peuvent être réalisés après on utilisant les même données et programmes.

Les opérations par défaut sont disponibles dès la phase de maillage : L'utilisateur a le choix d'utiliser différents types de maillages peu ou bien détaillés. En fait, cette fonctionnalité est en cours de refonte pour en améliorer l'efficacité.

Concernant les limites imposées aux déplacements : en cas où ces déplacements sont compliqués, l'opérateur nécessitera une spécification avec précision des détails, et si elles sont courantes (comme un vecteur de déplacement égale à zéro à la base du modèle étudié et un vecteur de déplacement horizontal égale à zéro sur les bords latérales), on peut l'appliquer automatiquement depuis le menu, avec une visualisation rapide des résultats à l'écran.

Pour les conditions initiales liées au poids du sol, elles peuvent être calculées de manière précise en activant le multiplicateur de chargement lié au poids propre. Cependant, dans de nombreux cas en mécanique des sols, on estime un état initial K_0 spécifique, ce qui peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif peut être légèrement déséquilibré (avec une incompatibilité entre K_0 et les autres propriétés mécaniques). Le menu permet alors d'équilibrer artificiellement le massif en effectuant un changement fictif nul. Ensuite, il est possible de remettre le champ de déplacement à sa position initiale, ce qui permet de considérer l'état du matériau après l'effet de la gravité comme la nouvelle référence. L'option K_0 est spécialement pertinente (et réaliste) pour les modèles présentant une surface libre quasi-horizontale hétérogène (tel qu'un mur moulé dans un sol mou).

PLAXIS accorde une attention particulière aux pressions interstitielles, offrant la possibilité de réaliser des calculs précis du champ de pressions en régime permanent ou transitoire grâce à son module d'écoulements en milieu poreux. Cependant, il convient de noter que cette opération peut être chronophage, nécessitant du temps pour l'opérateur et la machine. Dans le cas où la nappe phréatique n'est pas significativement inclinée dans ses états initial et final, il est possible d'utiliser une approximation basée sur la pression hydrostatique, étant donné que la différence de pression est généralement négligeable.

III.4. LOIS DE COMPORTEMENTS DE PLAXIS

III.4.1. Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement du code PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de

remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écroutissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- quel est le comportement principal à modéliser ?
- utiliser un modèle qui décrit ce comportement ;
- interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

III.4.2. Contraintes totales et effectives ainsi que les pressions interstitielles

Un comportement de sol est influencé de caractéristiques du sol, ce qui nécessite l'utilisation de contraintes effectives et la formulation de lois de comportement basées sur ces contraintes effectives. Les pressions interstitielles générées dans les ouvrages sont causées par l'absence de variation de volume du sol, ce qui est lui-même influencé par la perméabilité du sol. Par exemple, un sol argileux est non drainé à court terme en raison de sa faible perméabilité et un sol sableux est non drainé aussi dans le cas d'un séisme rapide. Les variations de volume sont empêchées par la perméabilité du sol, ce qui entraîne la génération de pressions interstitielles. En élasticité, si les particules de sol sont considérées comme incompressibles, il a été démontré que les pressions interstitielles dépendent directement des variations de volume de ce sol. Alors il est indispensable de tenir en considération les caractéristiques du sol, les variations de volume et la perméabilité du sol.

$$\Delta u_w = -\frac{K_v}{n} \Delta \epsilon_v ; \quad (\text{III. 8})$$

On peut faire des calculs en usant les contraintes totales, avec :

Δu_w : la surpression interstitielle,

K_w : le module volumique de l'eau,

n : la porosité,

$\Delta\varepsilon_v$: l'incrément de déformation volumique.

Ces calculs peuvent être utilisés, par exemple, pour estimer les tassements et la stabilité d'un remblai après la construction. Cependant, ils ne prennent pas compte la génération de pressions interstitielles, ce qui est un inconvénient majeur étant donné que les pressions interstitielles jouent un rôle crucial dans la stabilité des remblais. Bien que ces calculs en contraintes totales soient simples et puissent être utilisés pour des estimations de la stabilité pas à long terme, et leur principal inconvénient est de négliger l'effet des pressions interstitielles, qui ont un rôle principale dans la stabilité des remblais.

III.4.3. Comportement élastoplastique

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil S_0 (voir Figure III.4).

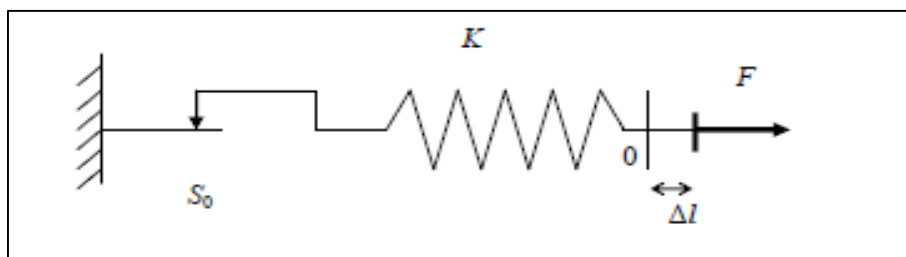


Figure III. 4 Modélisation du comportement élastoplastique unidimensionnel.

La courbe de relation entre le chargement et le déplacement, ou entre la courbe contrainte - déformation, est montrée dans la Figure III.5.

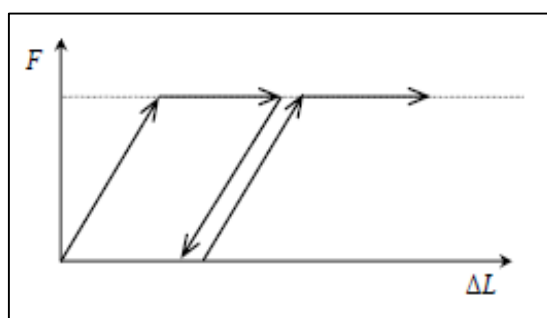


Figure III. 5 Comportement élastique parfaitement plastique.

Quand le déchargement est effectué, le matériau a un comportement élastique réversible, et la longueur de la déformation plastique n'est pas déterminée a priori. Les Figures III.4 et III.5 représentent un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage, tandis que la Figure III.6 indique un comportement élasto-plastique avec écrouissage.

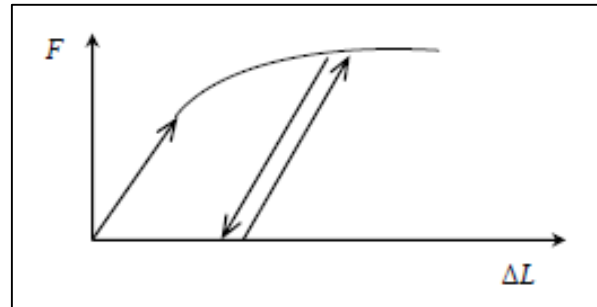


Figure III. 6 Comportement élasto-plastique avec écrouissage.

III.4.4. Modèle élastique linéaire

PLAXIS utilise un modèle classique élastique linéaire. Les données d'entrée requièrent le coefficient de Poisson ν et le module de cisaillement G . L'avantage de ce dernier est qu'il est indépendant aux réglages de drainage du sol, alors que $G_u = G'$, contrairement aux modules de Young E , où $E_u > E'$. Si l'on utilise "G" comme paramètre élastique, il aurait été logique d'utiliser "K" comme paramètre complémentaire. Cependant, vous indiquez également que "Ku" est infini, ce qui correspond à " ν " étant égal à 0,5, et est moins couramment utilisé. Les relations entre ces modules sont désignées par les formules ci-dessous :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} ; \quad (\text{III. 9})$$

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)} ; \quad (\text{III. 10})$$

$$E_{\text{osid}} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} . \quad (\text{III. 11})$$

Les structures en béton et métalliques interagissant avec le sol sont modélisées par un modèle élastique linéaire dans ce code de calcul. Ce modèle est adapté à quelques cas de mécanique des roches, selon la situation.

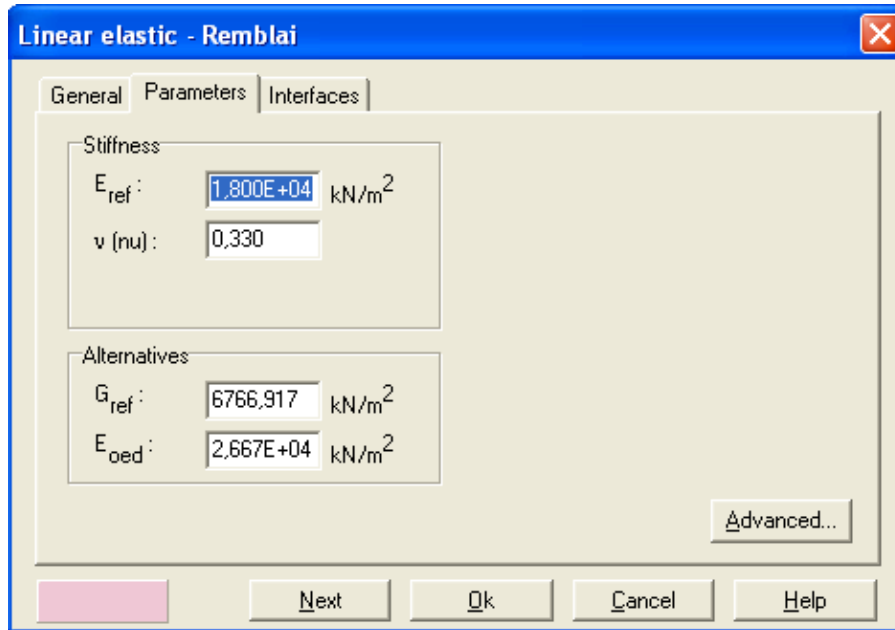


Figure III. 7 paramètres d'un modèle élastique linéaire.

La Figure III.8 présente les paramètres avancés de ce modèle.

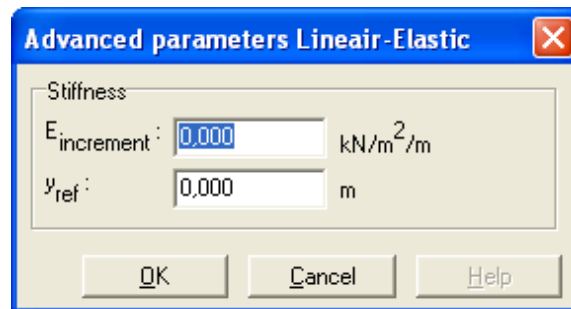


Figure III. 8 Écran de paramètres avancés du modèle élastique linéaire.

III.4.5. Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, une surface de charge et un potentiel plastique. Les règles d'écoulement sont non associées. La fonction de charge est confondue avec le critère de rupture. A l'intérieur de la surface de rupture, le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de rupture, le comportement est considéré comme parfaitement plastique. Dans l'espace des contraintes principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), la surface de rupture est une pyramide de section hexagonale d'équation:

$$F(\sigma_{ij}) = |\sigma_1 - \sigma_3| - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin\phi - 2c \cos\phi = 0 \quad (\text{III. 12})$$

Où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes extrêmes ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$). Cette pyramide est centrée autour de la trisectrice de l'espace des contraintes principales (1er invariant des contraintes) .

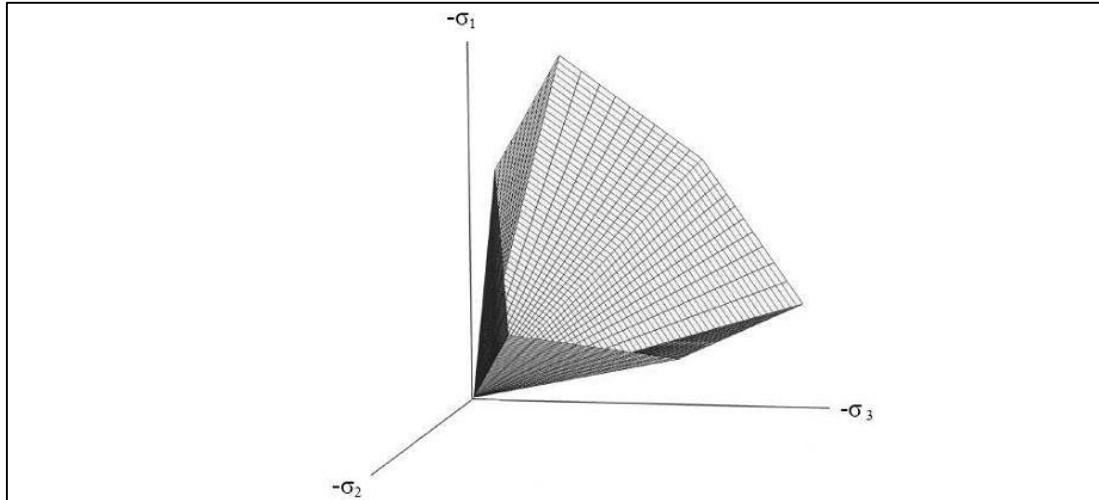


Figure III. 9 Surface de rupture du modèle Mohr-Coulomb avec $c=0$.

Mohr-Coulomb requiert 5 paramètres principaux :

- E et ν .
- C et φ .
- ψ .

Ils peuvent être obtenues aisément à partir d'essais de laboratoire courants tels que les essais triaxiaux ou oedométriques, comme illustré dans la Figure (III.10)..

Le paramètre de coefficient des terres au repos (K_0) est ajouté, et il est en relation claire avec le coefficient de Poisson en conditions oedométriques, comme suit :

$$K_0 = \nu / (1 - \nu) \quad \text{(III. 13)}$$

Cependant, dans certains logiciels comme Plaxis, il est possible d'imposer la valeur (K_0) de façon indépendante pour tenir en considération notamment la surconsolidation.

De nombreuses recherches ont été faites pour étudier l'effet de plusieurs facteurs sur les paramètres du modèle de Mohr-Coulomb. Par exemple, (φ) généralement est dans la

fourchette de 15 et 45 degrés. Les sols qui ont des valeurs inférieures ou proche de 30 degrés sont des argiles, et entre 25 et 45 degrés, sont des sables.

Les sols ont généralement une cohésion très faible nommés sols pulvérulents, de l'ordre de quelques kiloPascals, due à la cohésion capillaire ou à la cimentation in situ. Les sols cohérents, en revanche, ont une cohésion qui peut se référer à une plage de pression allant de quelques kiloPascals à plusieurs centaines de kiloPascals.

(ψ) varie généralement entre 0 et 15 degrés. Les sables meubles et les argiles présentent des niveaux de dilatance extrêmement bas, parfois même proches de zéro. En général, $\phi > \psi$. Où ψ est obtenue par l'essai triaxial, voir la pente de dilatance (Figure III.10). Pour les sables denses Il y'a une formule empirique simple, reliant ces deux angles ϕ et ψ .

$$\psi = \phi - 30 \quad (\text{III. 14})$$

L'expression par défaut utilisée dans Plaxis est celle de l'angle de dilatance. Cependant, il convient de noter que pour des sols fortement contractants, Dans certains cas, il est possible que l'angle de dilatance ψ prenne des valeurs négatives.

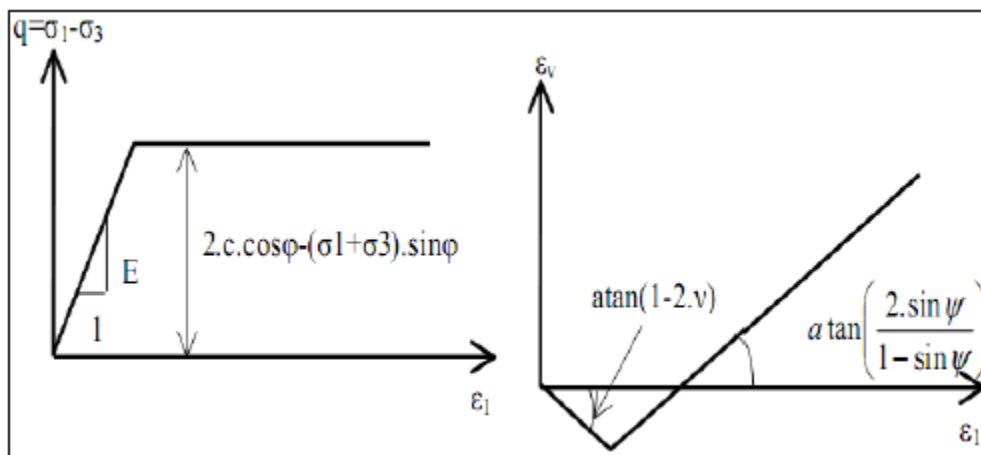


Figure III. 10 Essai de compression triaxiale avec le modèle de Mohr-coulomb.

Le schéma de Mohr-Coulomb implémenté dans ce logiciel est généralement considéré comme une simplification primaire du comportement réel des sols, et il est généralement utilisé pour la défaillance des sols dans diverses applications telles que la stabilité de pentes et les fondations, les tunnels et les soutènements. Tandis, il présente quelques limitations, notamment le fait qu'il présuppose une rigidité constante durant

le chargement, ce qui n'est pas réaliste, car la rigidité du sol dépend de la contrainte de déformation. En plus, il ne peut pas reproduire les déformations irréversibles observées expérimentalement. Même dans le cas de trajectoires de contraintes qui ne franchissent jamais le seuil de rupture.

D'après Nova, un modèle élastique parfaitement plastique peut concorder aux données expérimentales, mais lorsqu'il s'agit de conditions tridimensionnelles de contraintes, l'utilisation du critère de plasticité de Mohr-Coulomb peut poser des problèmes, car le gradient de la fonction de plasticité n'est pas clairement défini le long des limites de la pyramide qui caractérise l'aire de défaillance du matériau.

Afin de mieux surveiller les déformations lors de chargement, il est préconisé d'utiliser un modèle élasto-plastique plus sophistiqué qui prend en considération la non réversibilité du comportement des matériaux. Ce logiciel propose nombreux modèles élasto-plastiques, et dans ce qui suit on a penché sur le modèle élasto-plastique avec écrouissage, connu sous le nom de Modèle de Sol Durcissant (HSM).

III.4.6. Modèle de sol avec écrouissage (HSM)

Le modèle HSM vise à progresser le modèle de Mohr-Coulomb sur plusieurs aspects, notamment :

prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contrainte-déformation ne sont pas des droites.

Considérer la non-linéarité variable du module de cisaillement avec l'augmentation du niveau de contrainte : Le module E50 peut ne pas être réaliste, car il peut y avoir une courbure des courbes de chargement-déformation avant d'aboutir au point de plasticité.

Distinction entre un chargement et un déchargement pour définir le comportement d'un sol.

Prendre compte de la dilatance de manière définie et non indéfinie.

III.4.6.1. Les paramètres du HSM :

Les paramètres du modèle HSM sont présentés sur la Figure III.11 :

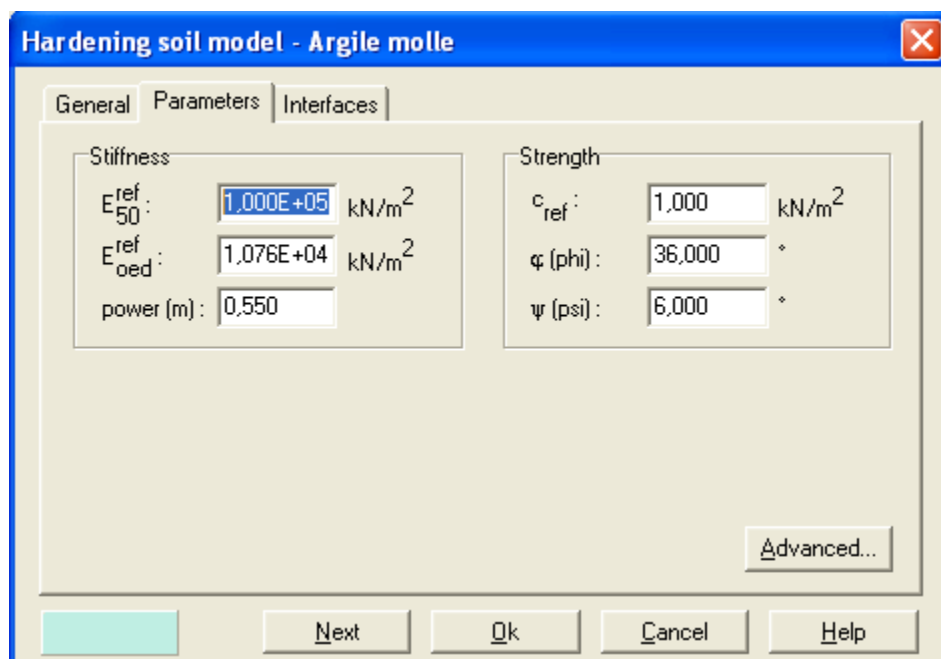


Figure III. 11 Paramètres du modèle HSM.

Ces paramètres avancés sont indiqués sur la Figure III.12.

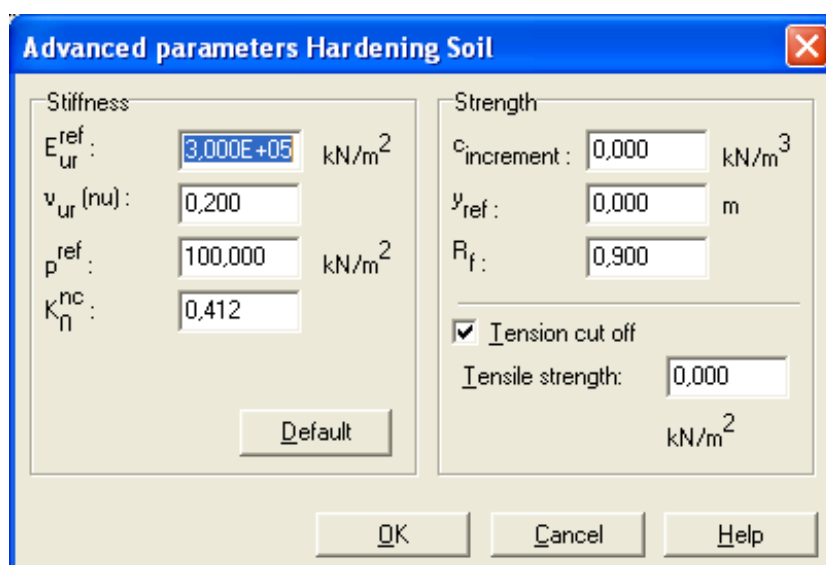


Figure III. 12 Fenêtre des paramètres avancés de modèle HSM.

III.4.6.2. Courbes chargement-déformation :

Une notion clé dans la détermination du modèle de sol hyperbolique est la corrélation hyperbolique entre le chargement deviatorique q et la déformation axiale ϵ_1 lors du chargement en trois axes primaires. Les courbes de rendement des essais triaxiaux standard drainés montrent cette relation.

$$-\varepsilon = \frac{1}{2E_{50}} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{Pour} \quad q < q_f \quad \text{(III. 15)}$$

Avec : $q_f = \left(c \cos \varphi - \sigma_3' \right) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$ et $q = q_f / R_f$;

La résistance au cisaillement, notée q_a , est représentée par le paramètre R_f , qui est similaire à celui trouvé par Duncan.

III.4.6.3. Les modules

La formule pour déterminer le module sécant pour l'essai triaxial est :

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{P^{ref}} \right) \quad \text{Avec} \quad P^{ref} = 100 \text{KN} / \text{m}^2 \quad \text{(III. 16)}$$

Pour le cas de déchargement on prend :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{\sigma_3'}{P^{ref}} \right)^m \quad \text{(III. 17)}$$

La figure III.13 présente clairement ses modules.

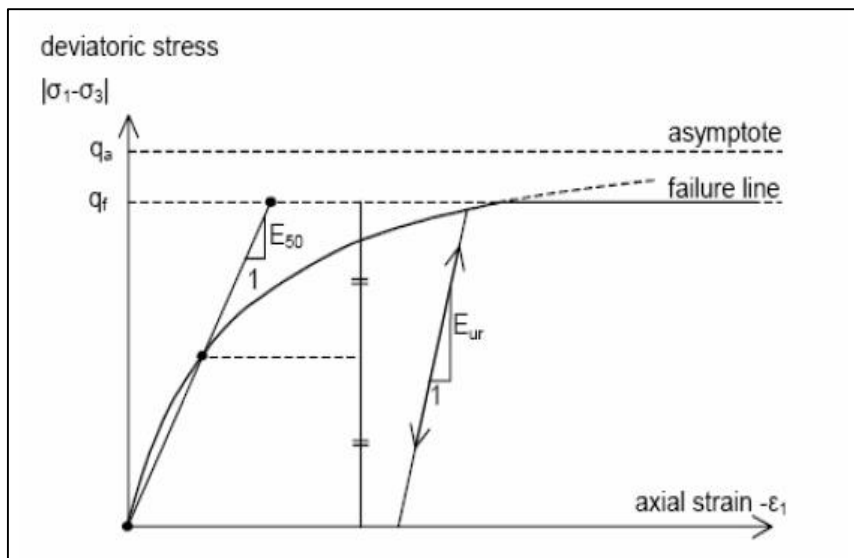


Figure III. 13 HSM dans un repère chargement-déformation.

La formule de module oedométrique tangent est donné par :

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1'}{P^{ref}} \right)^m \quad (III. 18)$$

La figure III.14 présente la définition du module tangent dans un essai oedométrique, tandis que la figure III.15 montre celle de la dilatance (le cas échéant).

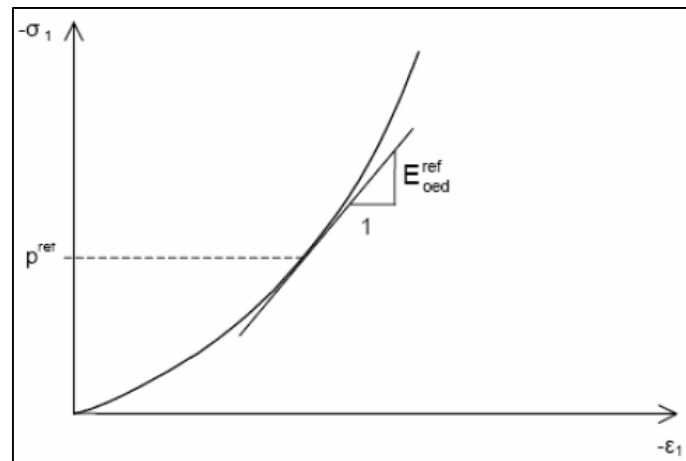


Figure III. 14 Module oedométrique.

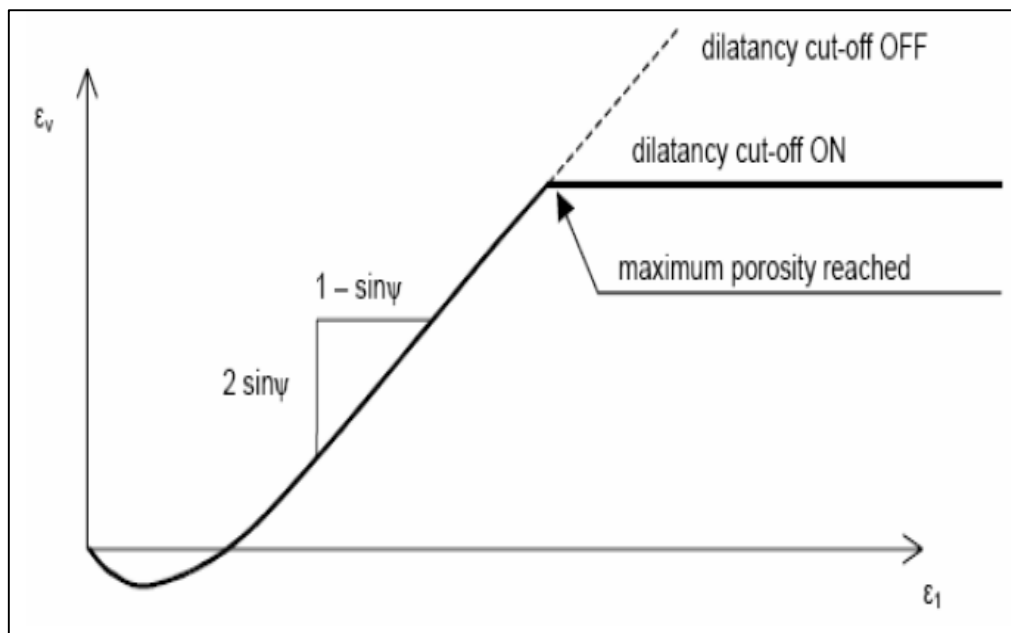


Figure III. 15 Identification de l'angle de dilatance.

III.4.6.4. Configuration de la surface de charge

En se référant au paramètre d'écroutissage, on peut observer la forme de la surface de chargement, comme exposée dans la Figure III.16.

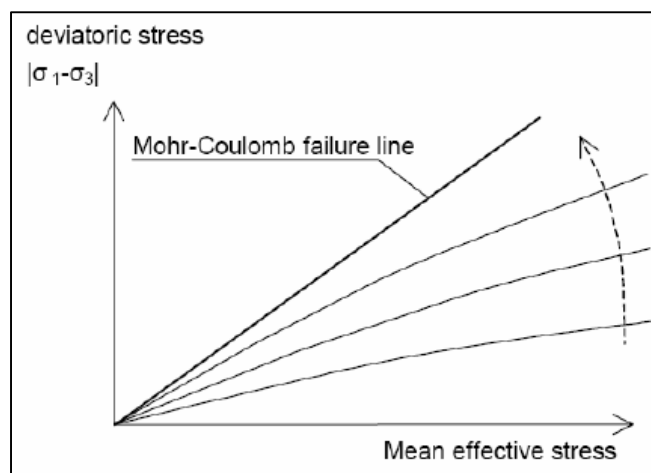


Figure III. 16 Configuration des surfaces de charge dans le modèle HSM.

III.4.6.5. Configuration de la surface de rupture

La configuration de la surface de rupture d'un sol qui n'a pas de cohésion est présentée dans la Figure III.17.

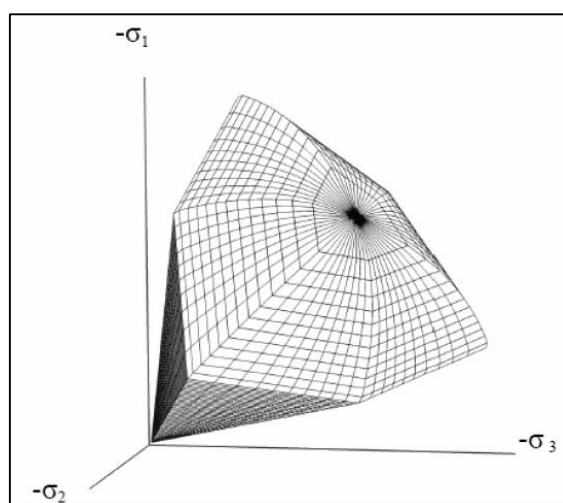


Figure III. 17 Configuration de la surface de rupture dans le modèle HSM pour un sol qui a une cohérent nulle.

III.4.7. Modèle pour sols mous (Soft Soil Model)

Le modèle SSM (modèle de Surface de Charge Simple) est résulté du modèle Cam-Clay. Dont la principale idée de ce dernier est de tenir en considération de l'écroutissage des argiles sous l'effet d'une contrainte moyenne. Où, la résistance de l'argile augmente et la teneur en eau réduite, ce qui conduit à un comportement élasto-plastique avec une

surface de charge. Quand le point représentant l'état de contrainte effectif atteint la plasticité, le sol devient non réversible.

- **Les paramètres de compressibilité** : représentés par les paramètres C_c et C_s dans le modèle Cam-Clay, sont utilisés pour décrire l'isotropée examinée au laboratoire. Dans le modèle SSM, ces paramètres sont remplacés par les paramètres λ et κ , qui déterminent l'emplacement des lignes de consolidation vierge ou ceux de gonflement sur un axe horizontal $\ln \sigma$. Il pourrait être avantageux de substituer l'indice des vides par la déformation volumétrique, qui est similaire à la déformation axiale utilisée dans les tests d'essai oedométrique, en utilisant les paramètres λ^* et κ^* . Pour la plupart des cas, on peut considérer que la valeur de e est constante et égale à sa valeur initiale. Les corrélations entre les paramètres du modèle SSM et du modèle Cam-Clay sont indiquées dans le Tableau III.1.

Tableau III. 1 Relations entre les paramètres du modèle SSM et du modèle Cam-Clay.

Relation avec l'indice des vides	(1) $\lambda^* = \frac{\lambda}{1+e}$	(2) $\kappa^* = \frac{\kappa}{1+e}$
Relation avec les paramètres « Hollondais »	(3) $\lambda^* = \frac{1}{C_p}$	(4) $\kappa^* \approx \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{3}{C_p}$
Relation avec les indices de compressibilités et de gonflement	(5) $\lambda^* = \frac{C_c}{2,3(1+e)}$	(6) $\kappa^* \approx 1,3 \frac{1-v_{ur}}{1-v_{ur}} \frac{C_s}{1+e}$

La Figure III.18 présente différents paramètres de ce dernier modèle :

Pour obtenir les courbes de consolidation vierge ou de gonflement dans le modèle SSM, il est courant de dessiner la déformation axiale en fonction de $\ln \sigma$.

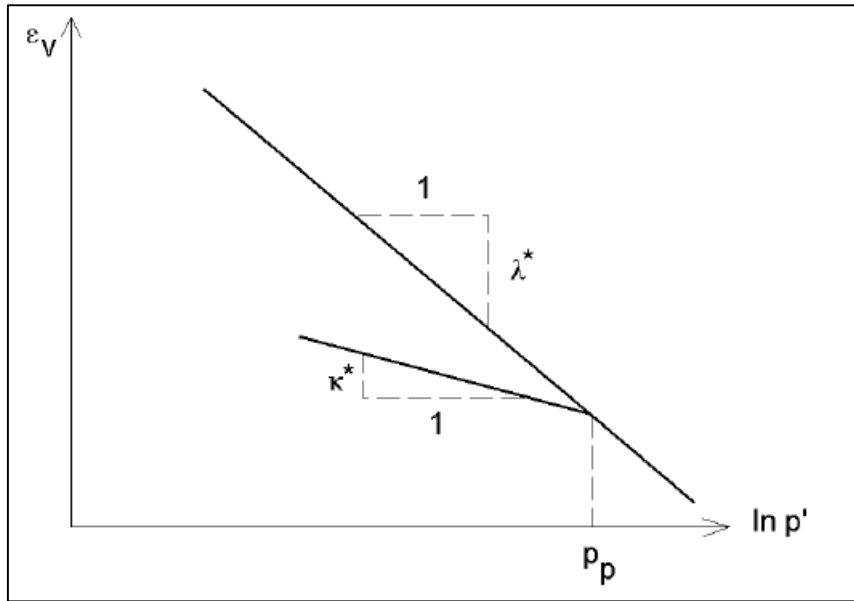


Figure III. 18 Représentations des paramètres lors d'un essai oedométrique.

- **Paramètre de contrainte K_0** : K_0 est déterminé par du paramètre M dans le modèle SSM en utilisant la formule suivante :

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1 - K_0^{NC})^2}{(1 + 2K_0^{NC})^2} + \frac{(1 - K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^* / \kappa^* - 1)}{(1 + 2K_0^{NC})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^* / \kappa^* - (1 - K_0^{NC})(1 + \nu_{ur})}} \quad \text{(III. 19)}$$

$$M \approx 3,0 - 2,8 .$$

Cela admet de déterminer la forme de l'aire d'écrasement.

- **Coefficient de Poisson** : ce coefficient est considéré comme un paramètre élastique crucial pour les modèles de Cam-Clay et ses dérivés. Lors d'un essai oedométrique en chargement-déchargement, c'est ce coefficient qui détermine La décroissance des contraintes horizontales est moins rapide que celle des contraintes verticales. Par conséquent, le coefficient de Poisson ne devrait pas être utilisé pour estimer la valeur de K_0 , mais plutôt une valeur plus basse, généralement autour de 0,1 ou 0,2.

$$\frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad \text{(III. 20)}$$

PLAXIS, prend pa défaut $\nu_{ur} = 0,15$.

Paramètres nécessaires pour le SSM :

- c : cohésion ; $[KN / m^2]$
- φ : Angle de frottement ; $[^\circ]$
- ψ : Angle de dilatance.
- K^* : Indice de gonflement ; $[-]$
- λ^* : Indice de compression ; $[-]$

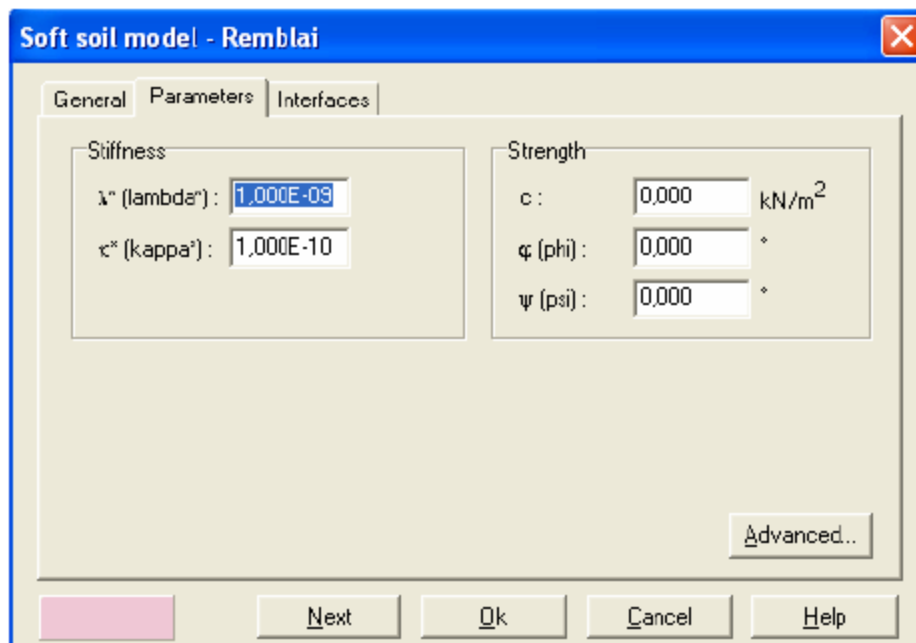


Figure III. 19 Paramètres du SSM.

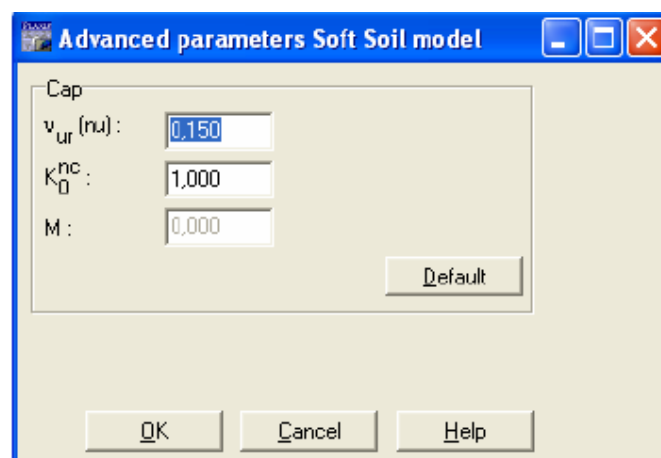


Figure III. 20 Paramètres avancés du SSM.

La Figure III.21 illustre la surface de charge dans un repère des contraintes principales ainsi que dans le repère p-q. Cette surface est clôturée le long de l'axe p. Et l'écroutissement observé dans cette surface est lié au développement de la contrainte p_c .

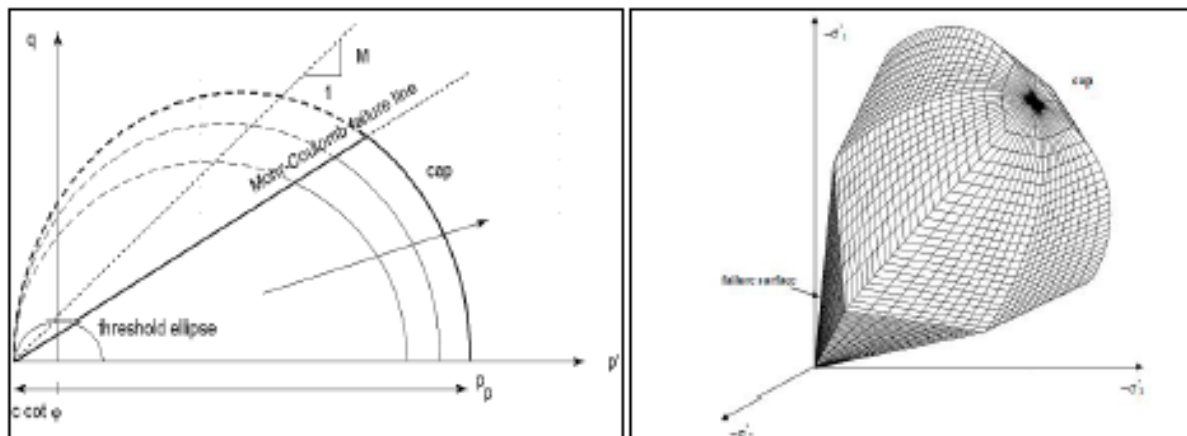


Figure III. 21 Surface de rupture de SSM dans deux plans différents.

III.4.8. *Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model)*

Le Modèle pour Sols Mous avec Effet du Temps, également connu sous le nom de Soft Soil Creep Model (SSCM), est utilisé pour étudier le cas de l'écroutissement des argiles molles dans la modélisation des déformations du sol. Cependant, il ne prend pas en compte la consolidation secondaire, qui est un développement de la déformation axiale en fonction du temps pour l'essai oedométrique, Une fois la consolidation primaire terminée.

La consolidation secondaire se réfère à la déformation continue d'un sol après que la consolidation primaire, qui est la réduction de volume du sol due à l'expulsion de l'eau, soit terminée. Cette déformation continue est généralement observée dans les sols argileux mous et est influencée par le temps. La déformation axiale du sol développe en fonction du logarithme du temps.

La consolidation secondaire peut être caractérisée par un paramètre appelé C_α , qui représente la quasi-préconsolidation du sol déposé depuis longtemps. La quasi-préconsolidation est un état de surconsolidation dans le sol, où la consolidation secondaire a pris en compte dans le passé à cause de charges antérieures, et le sol réagit différemment à de nouvelles charges appliquées.

Les déformations secondaires dues à la consolidation secondaire sont souvent observées dans les tassements différés des sols argileux mous, ce qui signifie que même Une fois la consolidation primaire achevée, le sol continue de se déformer lentement au fil du temps. Dans la Figure III.22 le contexte de la référence résume ce phénomène dans la modélisation des déformations des argiles molles.

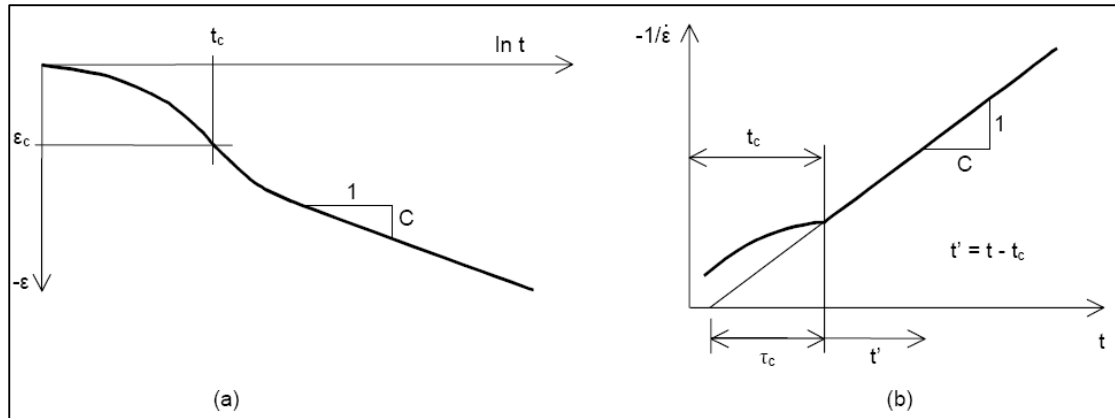


Figure III. 22 Effet du temps sur les essais oedométriques.

Le Modèle connu sous le nom de Soft Soil Creep Model (SSCM), étend ses aboutissements dans le repère p-q (représenté dans la Figure III.23) avec l'incorporation des surface de charges basées sur la variation regardée de la consolidation secondaire le long de l'axe isotrope.

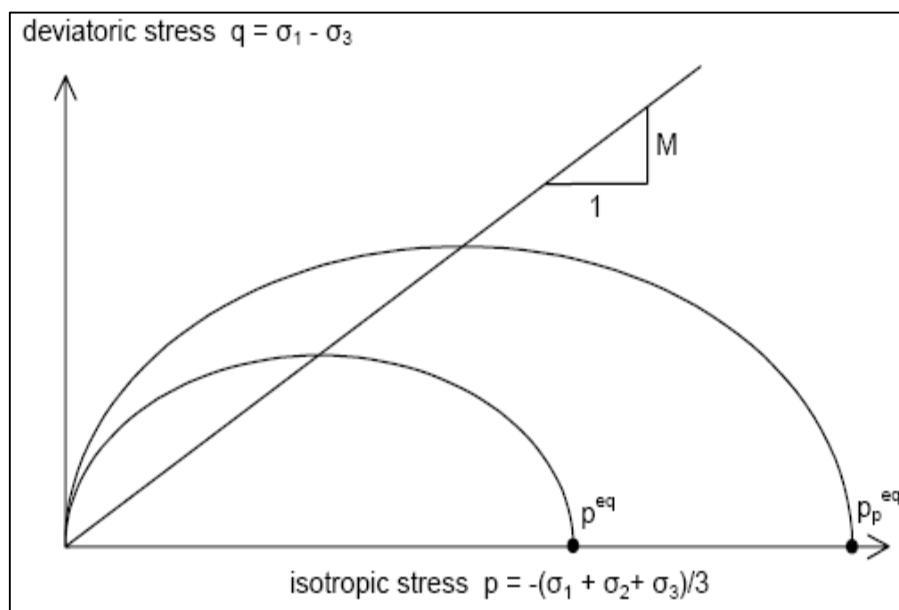


Figure III. 23 Diagramme des cercles p^{eq} dans le plan p-q.

Où, leurs paramètres sont :

$$M = \frac{6 \sin \varphi_{cv}}{3 - \sin \varphi_{cv}} ; \quad (\text{III. 21})$$

$$p^{eq} = \sigma' \left[\frac{1 + 2K_0^{NC}}{3} + \frac{3(1 - K_0^{NC})^2}{M^2 (1 + 2K_0^{NC})} \right]. \quad (\text{III. 22})$$

Les paramètres de modèle SSCM :

Le coefficient de fluage est déterminé par μ^* , et sa définition est la suivante :

$$\mu^* = \frac{C \alpha_v}{2,3(1 + e)} \quad (\text{III. 23})$$

Les paramètres de Mohr-Coulomb :

- c : cohésion ; $[KN / m^2]$
- φ : Angle de frottement ; $[^{\circ}]$
- ψ : Angle de dilatance. $[^{\circ}]$

Et on prend les paramètres avancés suivants :

- ν_{ur} : Coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut = 0.5) $[-]$
- K_0^{NC} : $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$ Coefficient K_0 relié M $[-]$
- M : Paramètre en fonction de K_0^{NC} $[-]$.

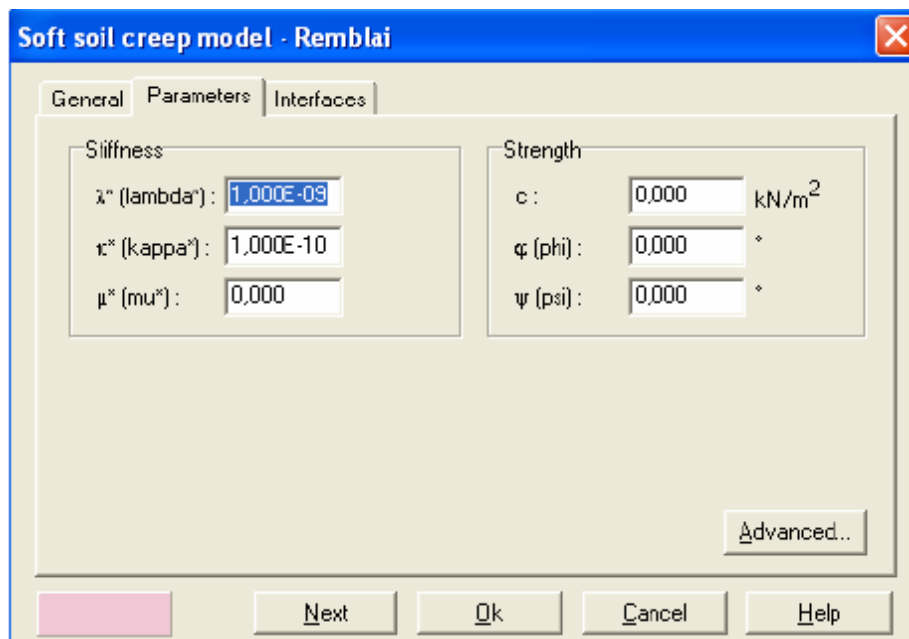


Figure III. 24 Paramètres du SSCM.

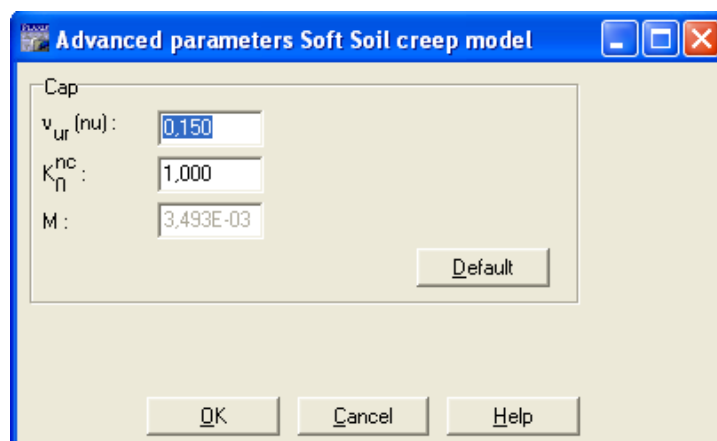


Figure III. 25 Paramètres avancés du SSCM.

III.5. CONCLUSION

En conclusion, l'outil de simulation numérique PLAXIS offre des avantages significatifs pour l'analyse et la simulation du comportement des sols et des ouvrages géotechniques. Grâce à ses fonctionnalités avancées, il admet d'exécuter des analyses complexes et bien détaillées, pour bien appréhender le comportement des sols dans diverses situations de charge. Voici quelques points clés à retenir :

Précision et fiabilité : PLAXIS utilise des méthodes de calculs avancées et éprouvées pour modéliser les comportements complexes des sols et des structures géotechniques.

Cela permet d'obtenir des résultats précis et fiables pour évaluer la stabilité, la déformation, la consolidation et d'autres comportements géotechniques.

Polyvalence : PLAXIS offre une large gamme d'options de modélisation pour prendre en compte une variété de conditions géotechniques, notamment les sols hétérogènes, les charges dynamiques, les interactions sol-structure, les problèmes de consolidation, etc. Il permet également de modéliser des structures complexes telles que les tunnels, les excavations, les fondations profondes, les ouvrages de soutènement, etc.

L'utilisation de PLAXIS permet de diminuer les montants associés aux essais in-situ et aux essais de laboratoire, tout en permettant d'accélérer le processus de conception donc gagner du temps et optimiser des projets géotechniques. Cela permet également de diminuer les montants de construction et à la maintenance des prototypes physiques.

Analyse de la sécurité : PLAXIS permet d'évaluer la stabilité et la sécurité des structures géotechniques sous différentes conditions de chargement, ce qui permet d'anticiper les éventuels problèmes de stabilité et de sécurité avant la construction réelle, et de prendre des mesures préventives appropriées.

PLAXIS fournit des résultats détaillés et interprétables qui soutiennent les ingénieurs géotechniques à tenir des décisions éclairées pour la conception, l'optimisation et la gestion des projets géotechniques. Il permet également d'évaluer et de comparer différentes alternatives de conception pour choisir la meilleure option.

En somme, PLAXIS est un outil puissant et polyvalent pour la simulation numérique en géotechnique, offrant une précision, une fiabilité, des économies de temps et d'argent, ainsi qu'un développement de la sécurité des projets géotechniques. Son utilisation peut contribuer à la réalisation de projets géotechniques plus efficaces, durables et économiques.

CHAPITRE IV

ETUDE NUMERIQUE DE L'EFFET DES CAVITES SUR LA CAPACITE PORTANTE D'UNE SEMELLE SUPERFICIELLE.

IV.1 INTRODUCTION

Le problème de la construction de semelles sur des cavités a été peu étudié, en particulier pour les cavités présentes dans les sols cohérents, comme en témoigne le faible nombre de publications sur ce sujet.

Ce chapitre expose les résultats les plus significatifs obtenus à partir de simulations numériques utilisant la MEF pour analyser le comportement d'une semelle filante placée au-dessus d'un sol sableux contenant des cavités souterraines de formes, dimensions et emplacements variables. L'objectif est de déterminer leur impact sur la capacité portante de la semelle ainsi que les mécanismes de rupture associés.

IV.2 DÉFINITION DU PROBLÈME

Les géométries et les paramètres des problèmes analysés dans ce travail sont illustrés dans la Figure IV.1.

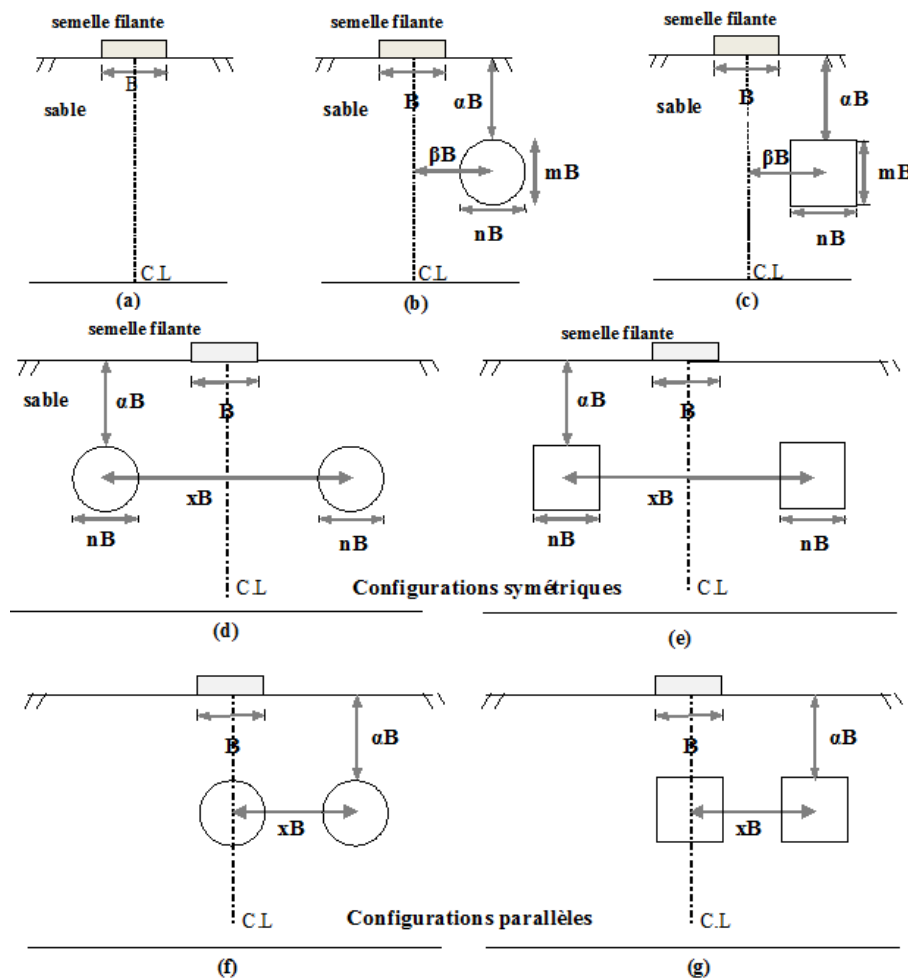


Figure IV. 1 Géométries des problèmes.

Les géométries d'une semelle filante, d'une largeur \mathbf{B} , plaçant sur un sol pulvérulent contenant une ou deux cavités de formes circulaires ou carrées sont caractérisées par des paramètres adimensionnels, à savoir \mathbf{m} , \mathbf{n} , α et β . Les paramètres \mathbf{m} et \mathbf{n} représentent la hauteur et la largeur de la cavité normalisée par la largeur de la semelle \mathbf{B} , tandis que Les paramètres α et β désignent les distances verticales et horizontales relatives entre l'axe de la semelle et le centre du vide normalisé par \mathbf{B} . Les Figures IV.1 (d, e, f et g) illustrent les configurations symétriques et parallèles de deux cavités, respectivement. En supposant qu'elles ont la même taille et la même forme à une profondeur donnée. Les deux cavités sont séparées par le paramètre \mathbf{x} , qui représente la distance horizontale entre les centres des cavités normalisée par \mathbf{B} . Conformément à l'étude de (Kiyosumi et al., 2007), les cavités s'étendent toujours horizontalement et le rapport entre la largeur des cavités et la largeur de la semelle filante est égal à 1, ce qui correspond à la présupposition de (Lee et al., 2014).

IV.3 PROCEDURE DE LA SIMULATION NUMERIQUE

IV.3.1 Présentation du modèle

Le logiciel Plaxis est conçu pour effectuer des simulations numériques en géotechnique et en mécanique des sols. Dans le cadre de cette étude, Plaxis est utilisé pour modéliser une semelle filante placée sur un sol pulvérulent contenant des cavités souterraines. Dans ce modèle d'élément fini en déformation plane, le comportement du sol est simulé numériquement en tant que matériau élastique parfaitement plastique, en utilisant le critère de rupture de Mohr-Coulomb conjugué à une loi d'écoulement non associée ($\phi \neq \psi$), avec ϕ et ψ représentant respectivement l'angle de frottement et l'angle de dilatance du sol.

Les valeurs des propriétés géotechniques sont : le module de Young $E = 30$ MPa, le coefficient de Poisson $\nu = 0,2$, le poids volumique saturé $\gamma_{\text{sat}} = 20$ KN/m³ et l'angle de frottement $\phi = 35^\circ$, Le sol est pulvérulent donc la cohésion $c = 0$ mais pour le calcul numérique on prend $c = 2$ KN/m². En outre, la Figure IV.1 montre deux formes de cavités : une cavité circulaire continue qui est supposée être un tunnel sans revêtement pour modéliser une cavité naturelle, et une cavité carré continue qui est introduit par l'excavation du sol à la profondeur souhaitée. Ainsi, les limites verticales et horizontales de ce modèle sont choisies de manière appropriée pour éviter toute influence sur les

résultats, D'après (Wang & Badie, 1985) . Les dimensions de la zone pour ces analyses sont de $15B$ en vertical et $30B$ en horizontal en prenant que $B=1m$ pour avoir des résultats sous forme de coefficient. Les semelles sont considérées comme très rigides et rugueuses. On applique un vecteur de déplacement vertical à tous les points du sol au-dessous de la semelle jusqu'à ce que le sol atteigne l'état de rupture. Les charges correspondantes sont déduites à partir des calculs par éléments finis. La semelle filante est supposée parfaitement rigide.

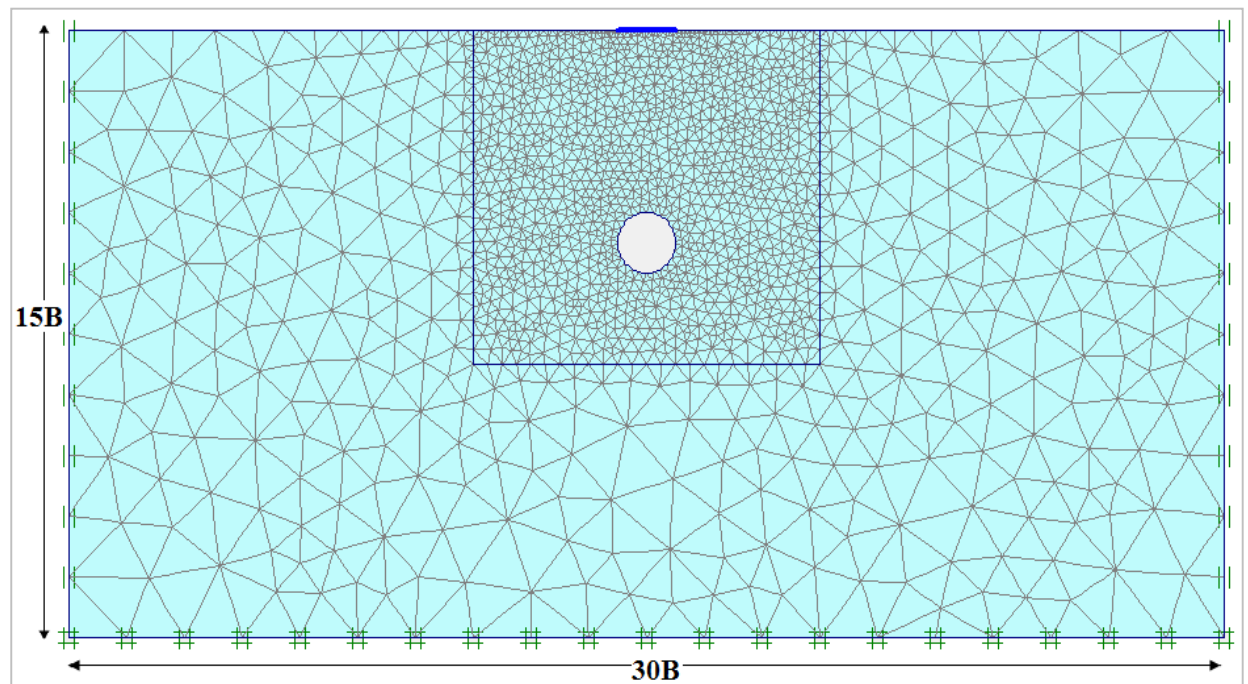


Figure IV. 2 Présentation du modèle étudié.

Dans notre analyse, nous considérons que les semelles sont posées directement sur la surface du sol, sans être encastrées, et que le sol est pulvérulent, c'est-à-dire avec une cohésion nulle. Dans cette configuration, les facteurs de portance N_c et N_q de la formule de (Terzaghi, 1943) sont négligeables pour tous les modèles étudiés.

IV.3.2 Maillage et conditions aux limites

Dans Plaxis, Il est possible d'utiliser des éléments triangulaires comportant 6 ou 15 nœuds pour modéliser les différentes couches de sol, voir la Figure IV.3. Dans cette étude, l'élément choisi pour modéliser les couches de sol est le triangle à 15 nœuds. Dans Plaxis, cet élément permet une interpolation du quatrième ordre pour les déplacements, ce qui permet d'obtenir une représentation plus précise du comportement

du sol. De plus, On utilise douze points de Gauss (également appelés points de contrainte) lors de l'intégration numérique afin d'améliorer la précision de la détermination des contraintes et des déformations à l'intérieur de chaque élément.

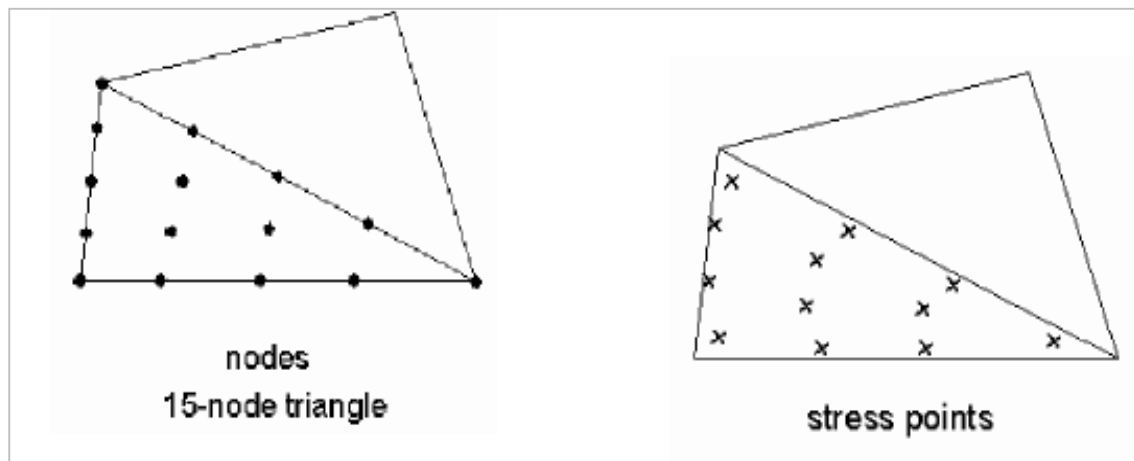


Figure IV. 3 Position des nœuds et des points de contrainte dans les éléments de sol.

La Figure IV.2 montre un schéma des conditions aux limites et du maillage des éléments finis utilisés dans la présente étude. Les conditions aux limites sont prises en compte dans l'étude en fixant les déplacements horizontaux et verticaux pour la limite inférieure et les limites éloignées dans la direction x.

Le maillage est raffiné dans la zone adjacente aux semelles et autour des cavités pour améliorer la précision des résultats numériques.

IV.4 PROGRAMME D'ESSAIS REALISES

Un total de 267 essais paramétriques ont été effectués pour évaluer la charge limite d'une fondation filante rigide placée au-dessus d'un sol sableux contenant une ou deux cavités, de forme circulaire ou carrée, comme spécifié dans le Tableau IV.1:

Tableau IV. 1 Programme d'essais réalisés.

Séries	Forme et nombre des cavités	Paramètres variables					Paramètres constants
		α	β	m	n	x	
A	Sans cavité	/	/	/	/	/	B=1m $\varphi=35^\circ$
	Avec une cavité circulaire	1 - 2 - 3-4-5-6-7 et 8	0	1	1	/	
	Avec une cavité carrée	1 - 2 - 3-4-5-6-7 et 8	0	1	1	/	
	Avec une cavité circulaire	1- 3 et5	0-0,5-1-1,5-2-2,5-3-3,5-4-4,5-5et 5,5	1	1	/	
	Avec une cavité carrée	1- 3 et5	0-0,5-1-1,5-2-2,5-3-3,5-4-4,5-5et 5,5	1	1	/	
	Avec une cavité circulaire	3	0	0,5-1-1,5-2-2,5et3	0,5-1-1,5-2-2,5et3	/	
	Avec une cavité carrée	3	0	0,5-1-1,5-2-2,5et3	0,5-1-1,5-2-2,5et3	/	
	Avec une cavité circulaire	3	0	1	0,5-1-1,5-2-2,5-3-3,5	/	
	Avec une cavité carrée	3	0	1	0,5-1-1,5-2-2,5-3-3,5	/	
	Avec une cavité circulaire	3	0	0,5-1-1,5-2-2,5-3-3,5	1	/	
B	Avec deux cavités circulaires symétriques	1- 3 et5	/	1	1	1-2-3-4-5-6-7-8-9-10 et 11	
	Avec deux cavités carrées symétriques	1- 3 et5	/	1	1	1-2-3-4-5-6-7-8-9-10 et 11	
	Avec deux cavités circulaires parallèles	1- 3 et5	/	1	1	1-1,5-2-2,5-3-3,5-4-4,5-5et 5,5	
	Avec deux cavités carrées parallèles	1- 3 et5	/	1	1	1-1,5-2-2,5-3-3,5-4-4,5-5et 5,5	

IV.5 VALIDATION

Pour valider notre modèle numérique, le facteur de la capacité portante N_γ d'une semelle filante reposée sur un sable est calculé. La valeur de N_γ obtenue est comparée aux résultats donnés par la littérature avec un angle de frottement égal à 35° . Tel que présenté dans le Tableau IV.2, le résultat de cette étude est remarquablement proche de celui donné dans la littérature. Ce bon accord peut être considéré comme une validation du présent modèle numérique.

Tableau IV. 2 Valeurs de facteur de portance N_γ .

Références	(Terzaghi, 1943)	(Meyerhof, 1963)	(Vesić, 1973)	(Hansen, 1970)	Présente étude
$\varphi=35^\circ$	45.41	37.15	48.03	33.92	45.72

IV.6 RESULTATS ET DISCUSSIONS

Des séries d'études paramétriques ont été menées sur la capacité portante d'une semelle filante rigide placée au-dessus d'une ou de deux cavités, comme décrit dans le Tableau IV.1. Un indice de capacité portante, noté BCR, a été introduit pour évaluer l'impact des cavités sur la portance des fondations superficielles. Ce rapport de capacité portante est défini comme suit :

$$\text{BCR} = \frac{q_{u \text{ isol } v}}{q_{u \text{ isol}}} \quad (\text{IV. 1})$$

Avec $q_{u \text{ isol } v}$ est la capacité portante d'une semelle filante isolée placée sur un sol contenant des cavités, et $q_{u \text{ isol}}$ est la capacité portante d'une semelle filante isolée sans cavités.

En considérant le cas d'une semelle non encastrée et le sol d'assise est pulvérulent ($c=0$), l'équation de (Terzaghi, 1943) se réduit à :

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \quad (\text{IV. 2})$$

Avec N_γ est le facteur de la portance dû au largeur de la semelle B .

IV.6.1 Courbes de chargements déplacements avec et sans cavité

Les courbes de chargement-déplacement de la semelle filante, placée sur un sol sans cavité ainsi que sur un sol avec une cavité circulaire ou carrée, sont exposées sur la Figure IV.4.

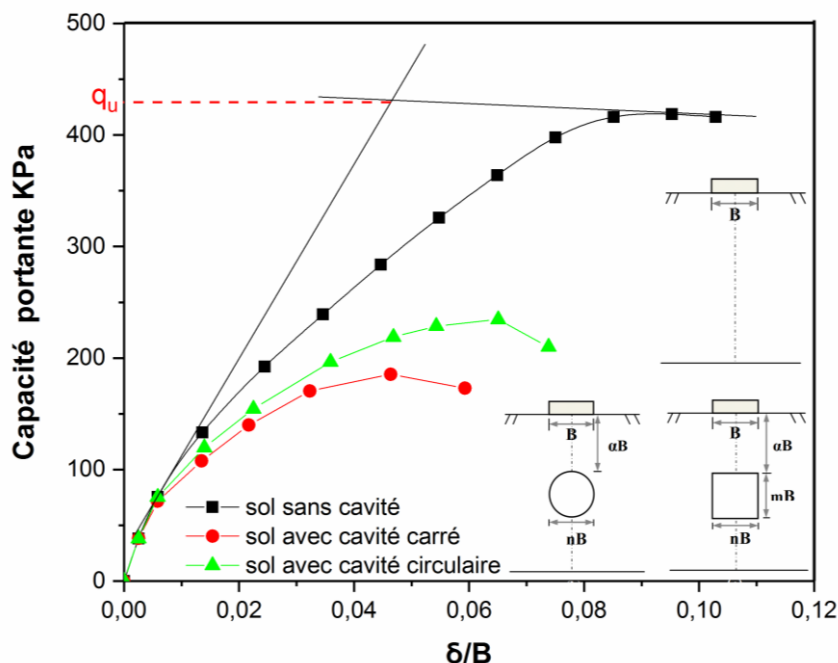


Figure IV. 4 Courbe chargements-déplacements d'un sol avec et sans cavités.

Il est observé que la pression limite de la semelle filante est sensiblement influencée par la présence de cavités souterraines, entraînant une réduction de cette capacité en présence de telles cavités. De plus, la magnitude de la capacité portante est légèrement plus élevée pour une cavité circulaire par rapport à une cavité carrée dans le sol, comme le montre les courbes de chargement-déplacement présentées dans la figure ci-dessus.

Dans nos résultats actuels, nous utilisons la méthode de l'intersection des tangentes pour déterminer la charge ultime à partir de la courbe chargement-déplacement, comme proposé par (Frontard, 1936). Cette méthode est illustrée dans la Figure IV.4. Il convient de noter qu'il existe plusieurs autres méthodes disponibles pour estimer la charge ultime à partir des courbes chargement-déplacement, et le choix de la méthode peut dépendre des caractéristiques du sol.

IV.6.2 Effet de la profondeur de la cavité (α)

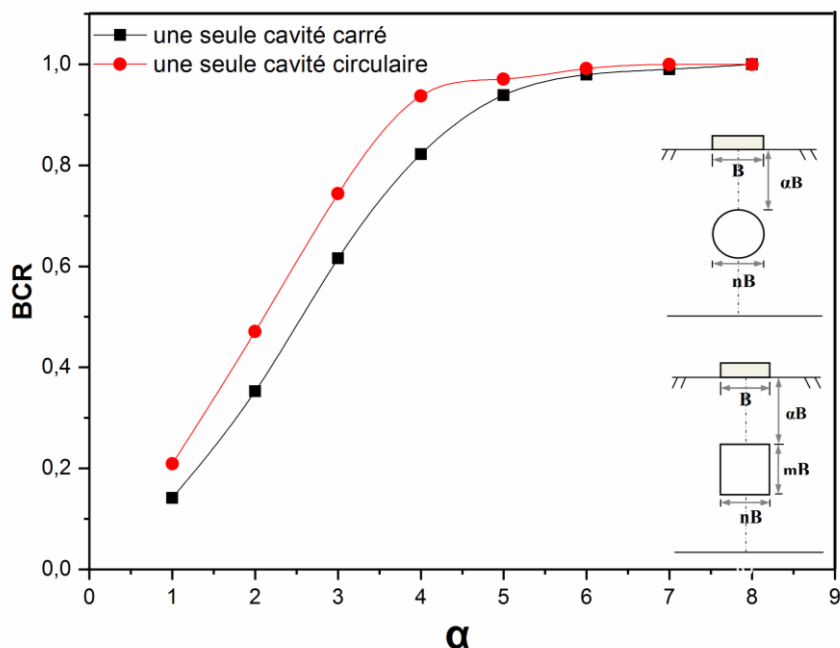


Figure IV. 5 Variation du BCR en fonction de α .

La Figure IV illustre l'influence de α sur la capacité portante de la semelle filante, en exposant la corrélation entre le rapport de capacité portante (BCR) et la distance verticale entre la base de la fondation et le sommet de la cavité (α).

La Figure IV.5 montre que BCR accroit de manière linéaire lorsque α augmente de 1 à 4 pour une cavité circulaire et de 1 à 5 pour une cavité carrée, puis se stabilise pour les deux types de cavités. Les valeurs enregistrées du BCR varient de 0,14 à 1 pour α allant de 1 à 8, ce qui indique que la valeur de α plus élevée diminue l'effet de la cavité, comme illustré par les mécanismes de rupture présentés dans les Figures IV.7(a, d et g) pour une cavité circulaire et dans les Figures IV.8(a, d et g) pour une cavité carrée. Cela suggère que la présence d'une cavité circulaire ou carrée sous la fondation à une profondeur égale ou supérieure à 6 fois la largeur de la fondation n'affecte pas la capacité portante de la semelle et élimine l'impact de la cavité. Ces résultats sont en accord avec ceux de l'étude de (Zhou et al., 2018). De plus, il est observé que les valeurs du BCR pour le cas de la cavité circulaire sont plus élevées que celles du BCR pour le cas de la cavité carrée.

IV.6.3 Effet de la distance horizontale entre le centre de la fondation et celui de la cavité(β)

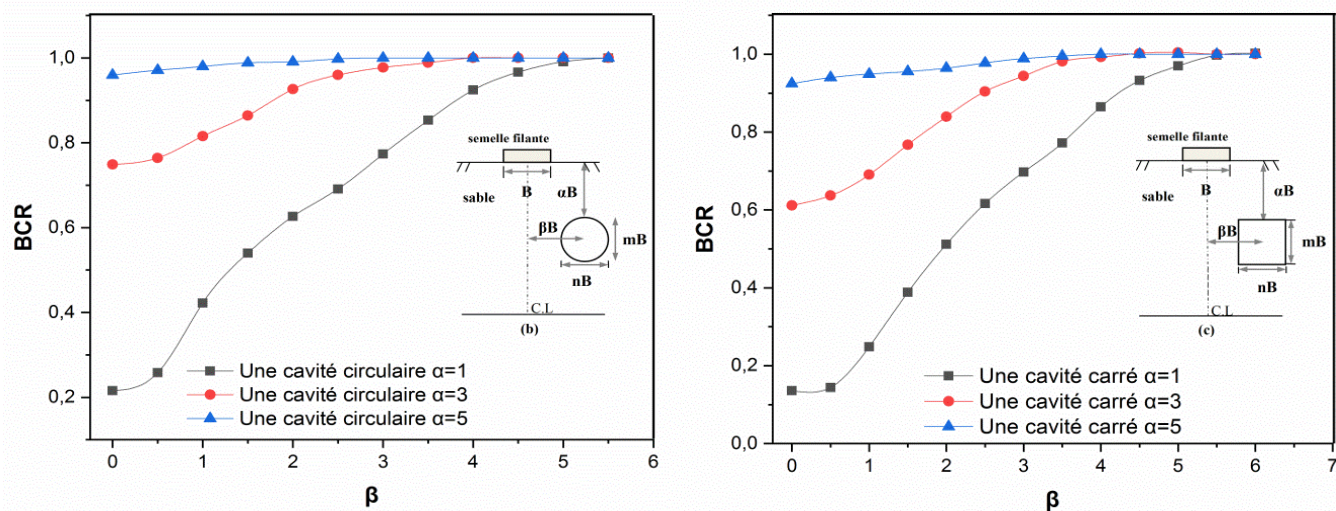


Figure IV. 6 Variation du rapport de la capacité portante (BCR) en fonction de (β).

La Figure IV.6 présente la variation du rapport de la capacité portante (BCR) d'une semelle filante située au-dessus d'une cavité souterraine en fonction de la distance horizontale de la cavité (β), montrant que les valeurs de BCR augmentent de façon non-linéaire avec l'augmentation de β et α . Cependant, une stabilisation des valeurs de BCR se produit pour des valeurs de β comprises entre 0 et 0,5 lorsque α est égal à 1 et 3, et pour des valeurs de β comprises entre 0 et 2 lorsque α est égal à 5. Une profondeur de cavité plus importante entraîne une augmentation rapide du BCR jusqu'à 1 (où 1 représente le rapport de capacité portante sans cavité), comme illustré par les mécanismes de rupture dans les Figures IV.7 (e, f, g, h et i) pour une cavité circulaire et dans les Figures IV.8 (e, f, g, h et i) pour une cavité carrée, lorsque β et α augmentent. Cela contraste avec le cas où la cavité est située directement sous l'axe de la semelle ($\beta=0$ et α est faible), ce qui entraîne une rupture par poinçonnement dans cette zone, comme le montrent les mécanismes de rupture dans les Figures IV.7 (a et d) pour une cavité circulaire et dans les Figures IV.8 (a et d) pour une cavité carrée. Il est donc important de mentionner que la cavité la plus proche de la fondation ou située sous l'axe de la fondation peut entraîner la génération d'un effondrement brusque dans cette zone, surtout lorsque les valeurs du BCR se situent entre 15 et 30 % de BCR max.

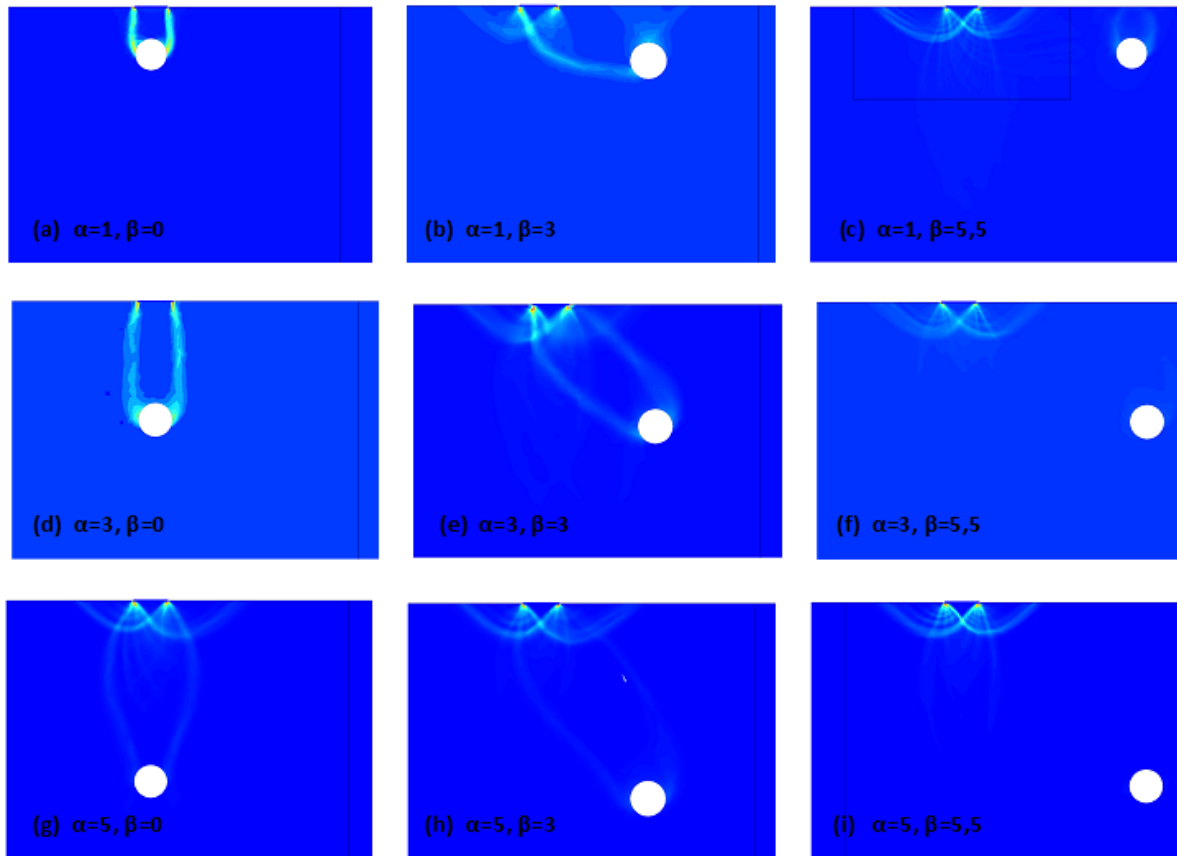


Figure IV. 7 Mécanismes de rupture pour plusieurs positions d'une cavité circulaire.

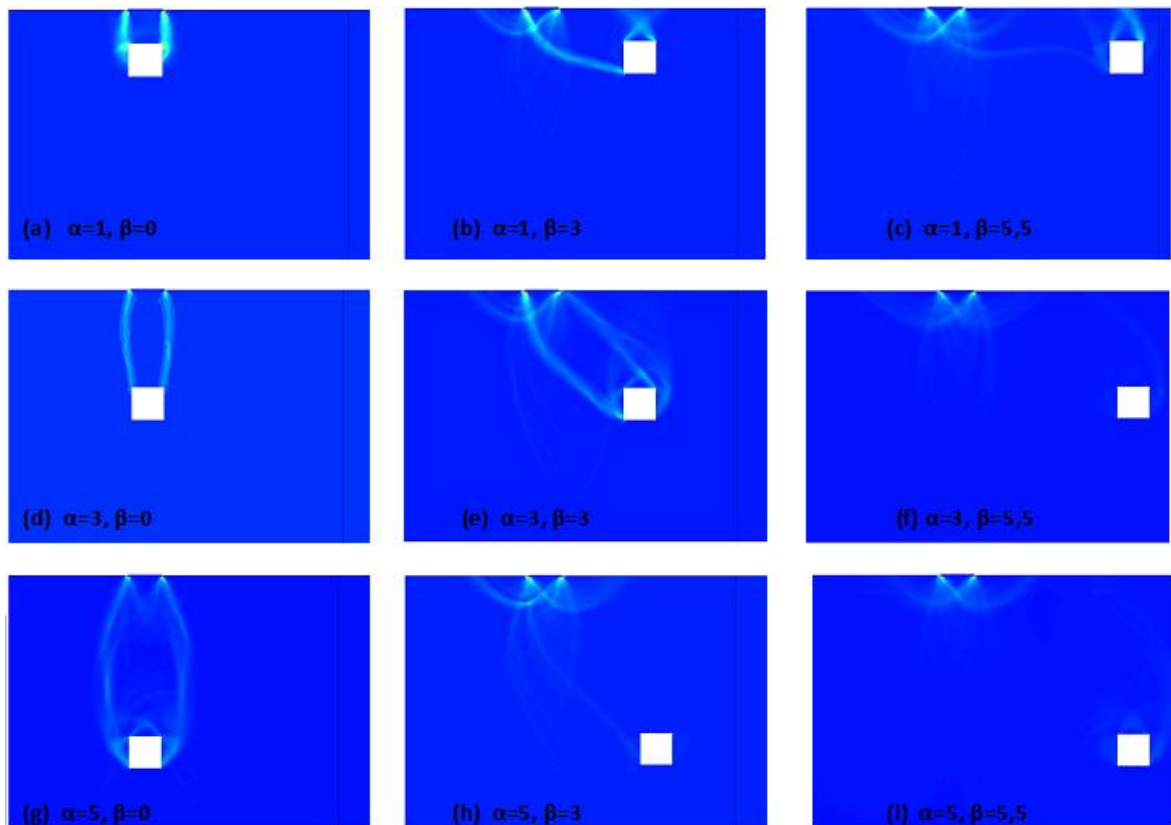


Figure IV. 8 Mécanismes de rupture pour plusieurs positions d'une cavité carrée.

Les Figures IV.9 (a et b) montrent les emplacements critiques d'une cavité en fonction de la variation de β pour différentes valeurs de α , lorsque le rapport de capacité portante de la semelle filante est varié à BCR max, 0,9 BCR max et 0,8 BCR max. Le rapport de capacité portante BCR augmente avec l'augmentation de la valeur de α . Cependant, lorsque le rapport de la profondeur α est plus faible, le BCR augmente de manière significative avec l'augmentation de l'excentricité des vides β . On peut également observer que la valeur β , représentant l'excentricité critique de la cavité pour laquelle le BCR devient égal au BCR max, diminue avec l'augmentation de la valeur de α .

En se basant sur les Figures IV.9 (a et b), lorsqu'on cherche à déterminer de manière critique l'emplacement de la cavité en se référant à la ligne continue où le BCR est maximal, il est important de noter que lorsque la cavité se situe au-dessus de cette ligne, son existence peut être négligée. Cela signifie que les valeurs de BCR pour les semelles sans cavités sont identiques à celles de la ligne (BCR max = 1). Cependant, lorsque la cavité se trouve en dessous de la ligne continue, le BCR varie en fonction de l'emplacement de la cavité et est clairement inférieur à la valeur de BCR max. Les lignes de niveau équivalentes à 0,9 BCR max et 0,8 BCR max sont représentés par les lignes discontinues sur les mêmes figures et sont situées en dessous de la ligne continue.

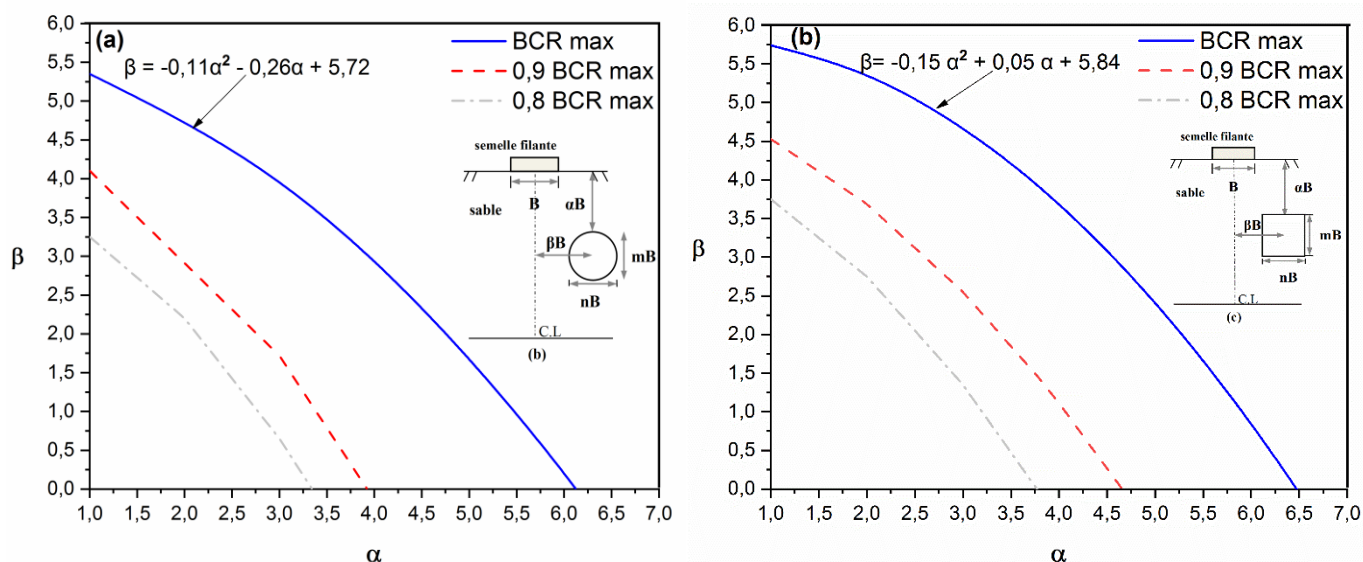


Figure IV. 9 Emplacements critiques d'une cavité avec variation de β en fonction de α .

En effet les lignes de niveau dans les Figures IV.9 (a et b) permettent de visualiser et d'estimer facilement l'effet de l'emplacement de la cavité sur la capacité portante de la fondation filante. Elles facilitent la détermination du BCR de la fondation à n'importe quelle position de la cavité, en fonction des valeurs de paramètres spécifiques utilisés

dans cette étude. Il est important de noter que ces résultats sont valables uniquement pour les valeurs de paramètres spécifiques utilisées dans cette étude.

IV.6.4 Effet de la taille de la cavité

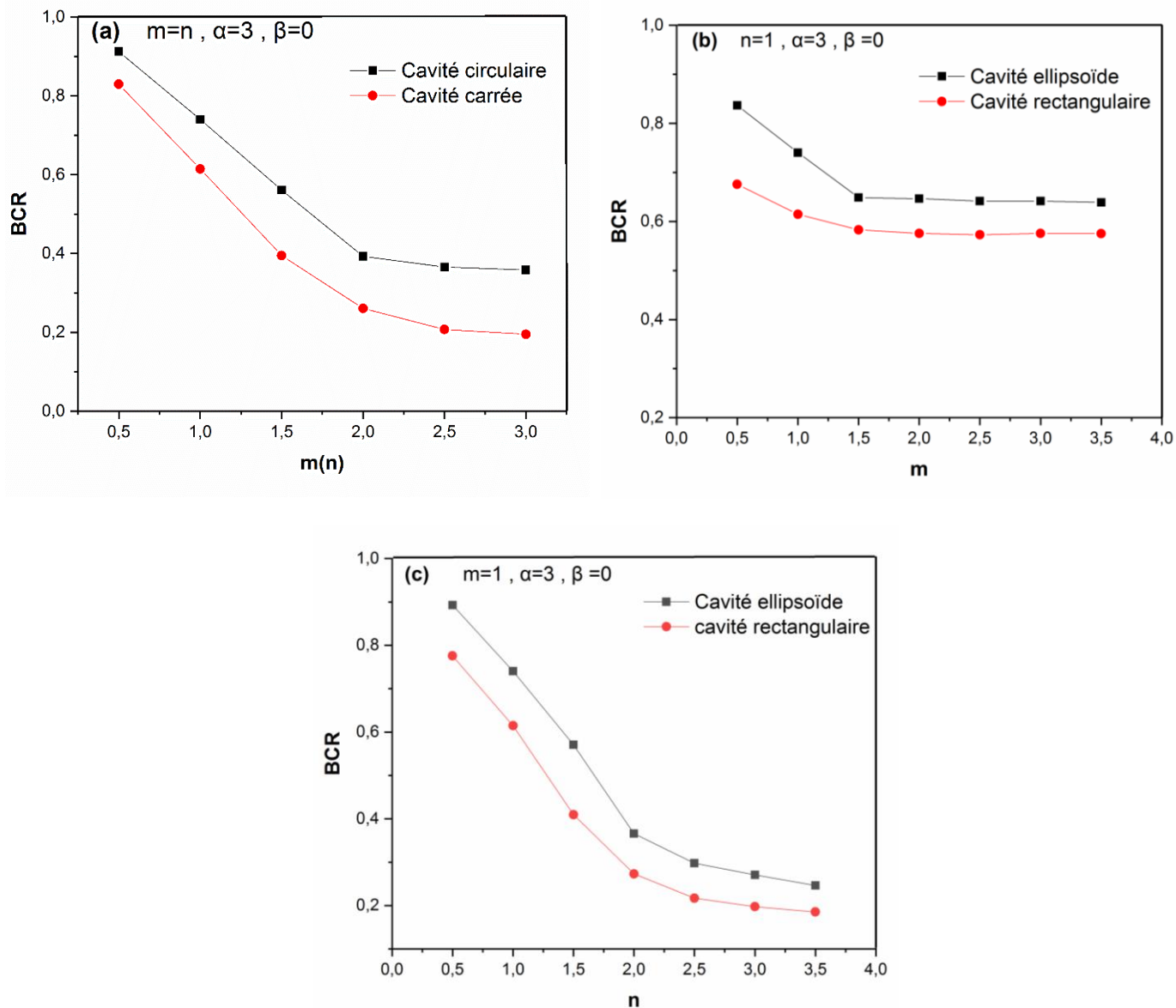


Figure IV. 10 Effet de la taille des cavités sur le rapport de la capacité portante BCR

La Figure IV.10 illustre les valeurs du rapport de capacité portante (BCR) pour une semelle filante centrée au-dessus d'une cavité de forme circulaire ou carrée ($\beta=0$), avec une distance verticale de la cavité $\alpha=3$ et des dimensions variables de la cavité n et m . On observe que la magnitude du BCR augmente avec la variation de la forme de la cavité, passant de carrée à circulaire. La Figure IV.10(a) montre les résultats pour les cas où la largeur de la cavité (n) est égale à la hauteur de la cavité (m) ($n=m$). La Figure

IV.10(b) présente les résultats pour les cas où la largeur de la cavité (n) reste constante $n=1$, tandis que la hauteur de la cavité (m) varie. Enfin, la Figure IV.10(c) montre les résultats pour les cas où la hauteur de la cavité (m) reste constante $m=1$, tandis que la largeur de la cavité (n) varie.

Dans les trois cas (Figures IV.10(a), IV.10(b), IV.10(c)), le rapport de capacité portante BCR diminue linéairement avec l'augmentation de n ou m . On remarque également qu'à une certaine valeur de $m(n)$, qui est de 1,5 pour la Figure IV.10(b) et de 2,5 pour les Figures IV.10(a) et IV.10(c), le BCR continue à diminuer avec l'augmentation de n ou m , mais à un taux de réduction très faible pour les Figures IV.10(a) et IV.10(c), et presque négligeable pour la Figure IV.10(b). Cela signifie que pour $n=1$ et une hauteur de cavité $m > 1,5$, le BCR reste constant et que l'effet de la hauteur de la cavité m devient négligeable au-delà de 1,5. Cette approche est justifiée par le fait que le déplacement latéral du sol de part et d'autre de la cavité limite le déplacement vertical du sol sur le toit de la cavité, entraînant ainsi des tassements relativement faibles et une diminution modérée de la capacité portante, comme illustré dans les Figures IV.11(c, f), IV.12(c, f) et IV.13(c, f).

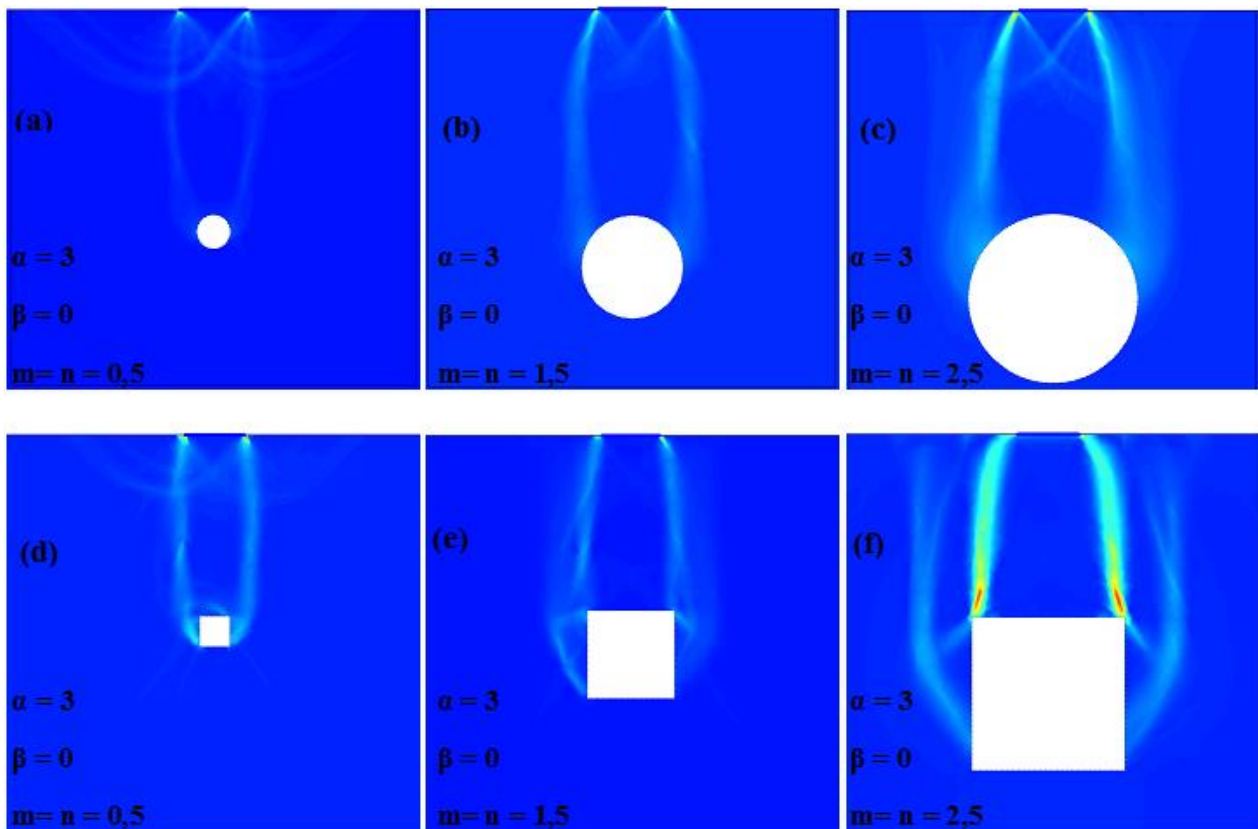


Figure IV. 11 Mécanismes de rupture pour plusieurs tailles de la cavité $m=n$.

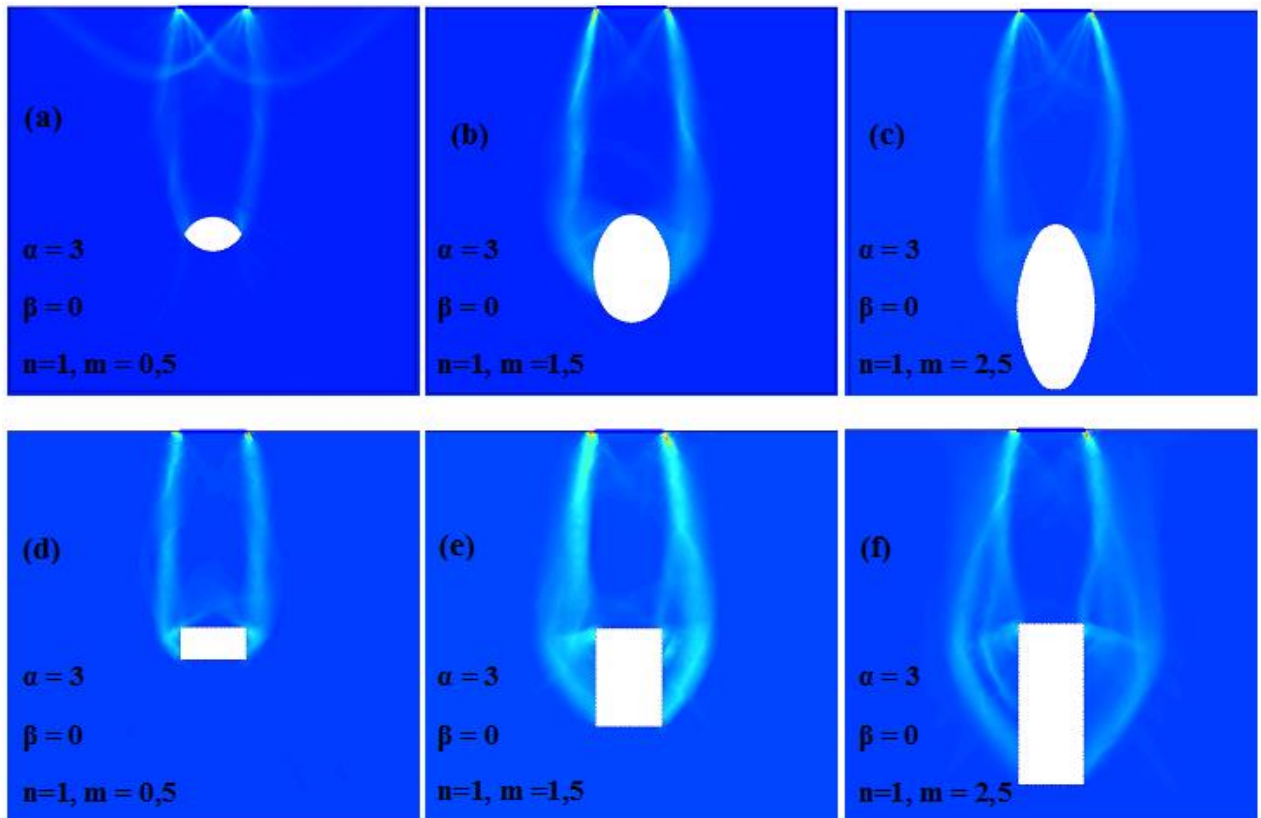


Figure IV. 12 Mécanismes de rupture pour plusieurs tailles de la cavité $n=1$, m variée.

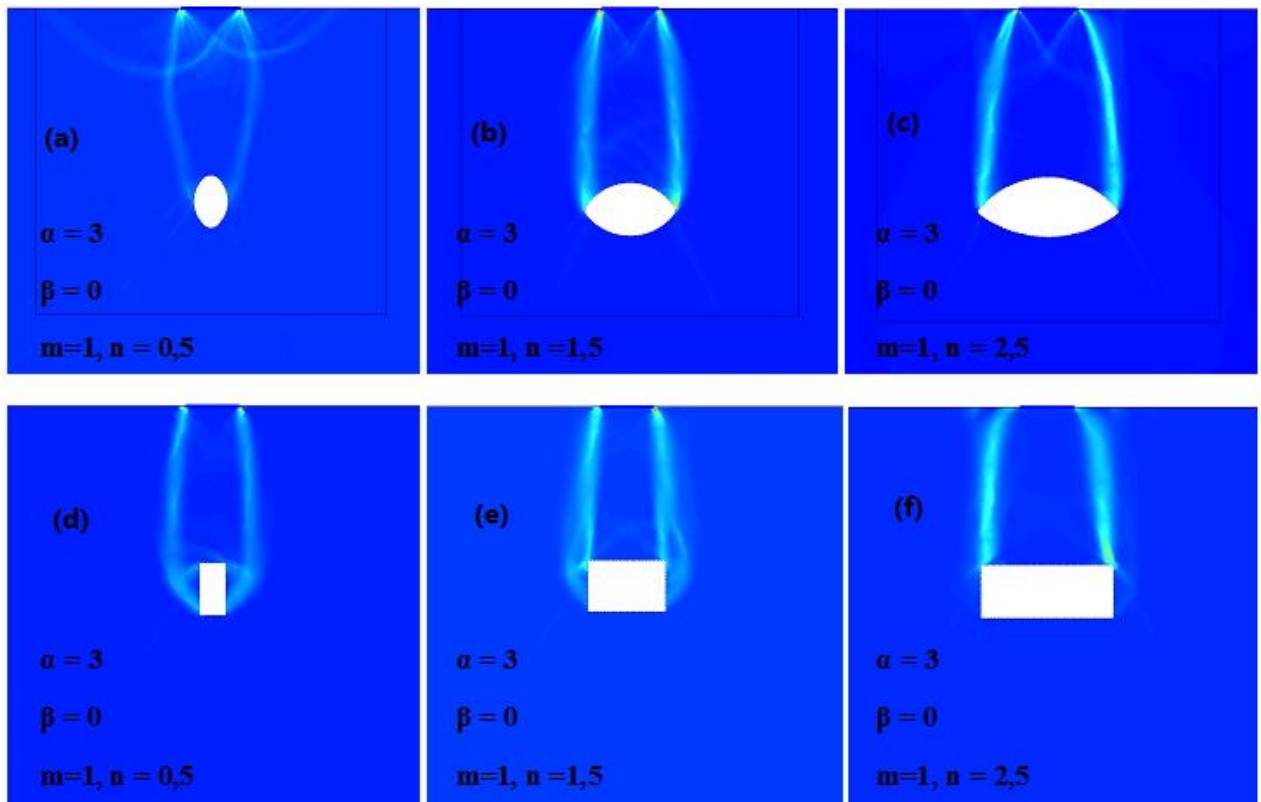


Figure IV. 13 Mécanismes de rupture pour plusieurs tailles de la cavité n variée, $m=1$.

IV.6.5 Effet de deux cavités de configuration symétrique ou parallèle

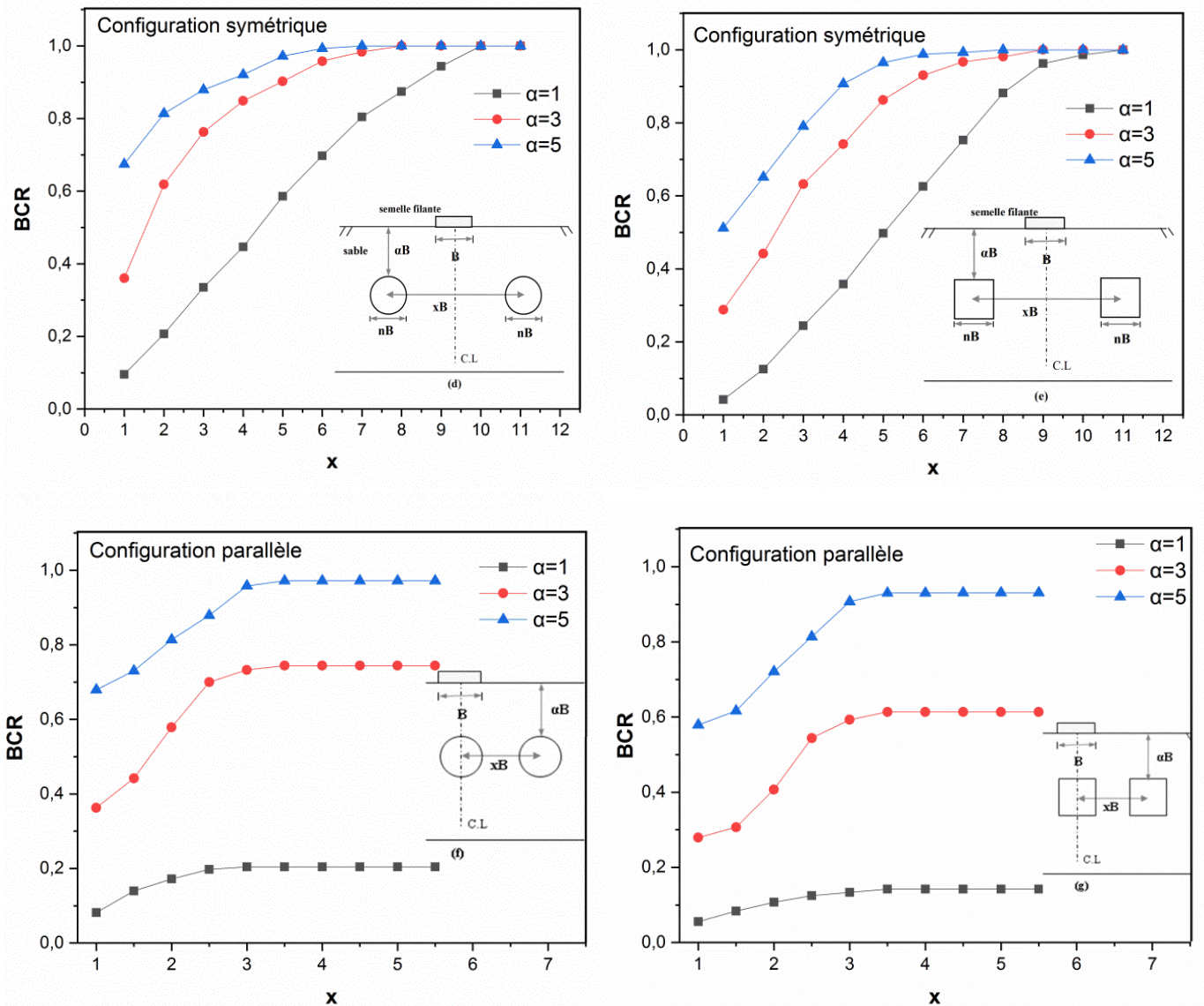


Figure IV. 14 Effet de deux cavités de configuration symétrique ou parallèle sur le BCR.

Les valeurs de BCR (Bearing Capacity Ratio) pour une fondation filante située au-dessus de deux cavités carrées ou circulaires (avec des paramètres de forme $m = n = 1$) et avec trois valeurs différentes de la distance verticale α (équivalente à 1, 3 et 5), ainsi que deux configurations différentes des cavités, sont présentées dans la Figure IV.14. Où l'effet couplé de x et α est examiné. Les Figures IV.14 (a, b, c et d) présentent les résultats pour les deux configurations des cavités distinctes, à savoir les configurations symétriques et parallèles.

Quelle que soit la configuration des cavités, on observe une augmentation de la magnitude du BCR avec une augmentation de l'espacement entre les deux cavités (x),

ce qui suggère une amélioration de la stabilité de la semelle lorsque les deux cavités sont plus éloignées. Cette amélioration est due à une plus grande résistance au cisaillement générée par une colonne de sol plus large entre les cavités adjacentes.

De plus, on observe qu'à une certaine valeur de x , le rapport de capacité portante BCR atteint une valeur stable. Cela est particulièrement vrai pour la configuration parallèle, où les valeurs de BCR sont équivalentes à celles d'un cas avec une seule cavité ($\beta = 0$), telles que présentées dans la Figure IV.6. Cela indique que l'effet de la deuxième cavité est négligeable, et dans ce cas, il est possible d'utiliser les courbes présentées dans la Figure IV.5. Pour la configuration symétrique, le rapport de capacité portante BCR atteint sa valeur maximale de 1 à une certaine valeur de x , ce qui suggère que l'effet des deux cavités est également négligeable.

Il convient également de noter que les valeurs de BCR pour les deux cavités, qu'elles soient carrées ou circulaires, à $x=1$, sont équivalentes à celles d'une seule cavité rectangulaire ou ellipsoïdale avec $n=2$ et $m=1$, telles que présentées dans la Figure IV.10 (c) pour les deux configurations.

D'autre part, la comparaison des valeurs de BCR pour les configurations parallèles et symétriques semble montrer que les valeurs de BCR pour les premières sont inférieures à celles des secondes, et que leur différence est plus importante pour les valeurs les plus faibles de α et les valeurs les plus élevées de x . On constate également que pour le cas des cavités circulaires les valeurs de BCR sont plus élevées que pour le cas des cavités carrées que ce soit pour la configuration symétrique ou parallèle.

Les Figures IV.15 (a et b) exposent les emplacements critiques de deux cavités carrées ou circulaires avec la variation de x en fonction de α . Lorsque le rapport de la capacité portante de la semelle filante est varié pour ces différents valeurs : BCR max, 0.9 BCR max et 0.8 BCR max, le rapport de la capacité portante BCR augmente avec une augmentation de la valeur de α , mais avec la profondeur des cavités α plus faible, le BCR augmente significativement avec l'augmentation de l'espacement entre les deux cavités x .

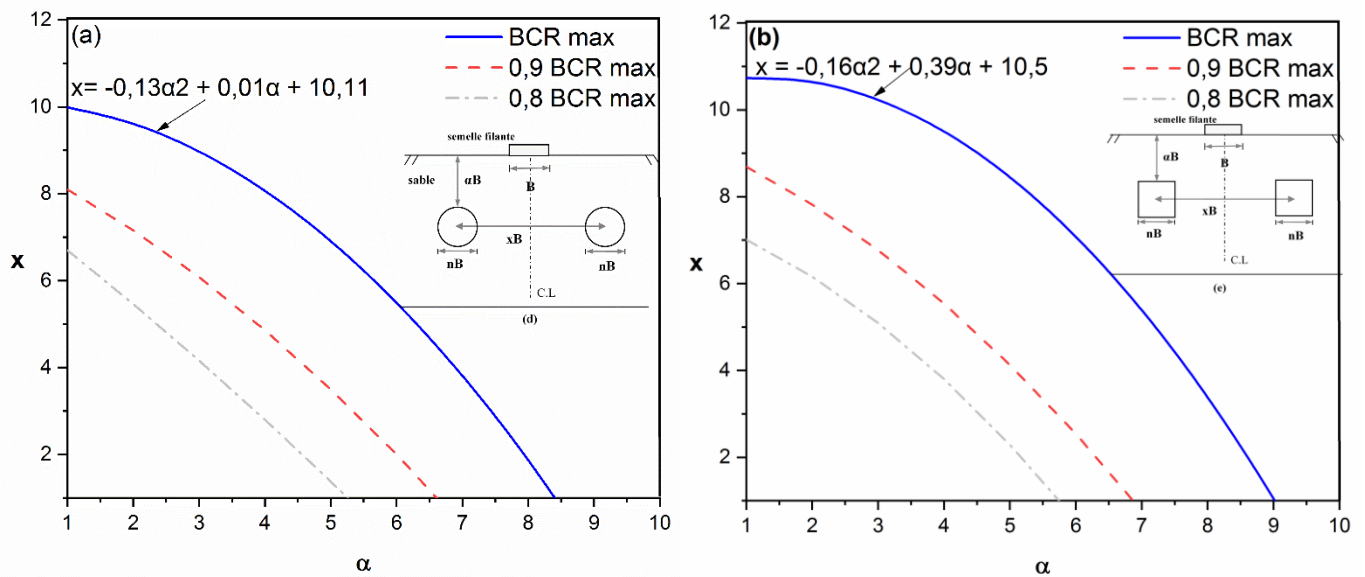


Figure IV. 15 Emplacements critiques des cavités avec variation de x en fonction de α .

Dans cette figure, on observe également que la valeur de x , qui correspond à l'espacement critique entre deux cavités où le BCR atteint son maximum, diminue lorsque la valeur de α augmente.

A partir des Figures IV.15 (a et b), l'emplacement critique de deux cavités est déterminé par la ligne continue. Lorsque les deux cavités sont situées au-dessus de la ligne, l'existence de ces dernières peut être ignorée, ce qui implique que les valeurs de la capacité portante pour la semelle filante sans cavités sont identiques à celles de la ligne (BCR max =1). Si les deux cavités se trouvent en dessous de la ligne continue. Cependant, le BCR varie en fonction de l'emplacement des cavités et il est évidemment inférieur à la valeur de BCR max. Les lignes de niveau équivalentes aux 0.9 BCR max et 0.8 BCR max sont représentées par les lignes discontinues sur les mêmes figures et elles sont toujours situées en dessous de la ligne continue.

Et toujours le but principal de la construction de ces lignes de niveau est de faciliter l'estimation de l'effet de la position des cavités sur la capacité portante de la fondation filante.

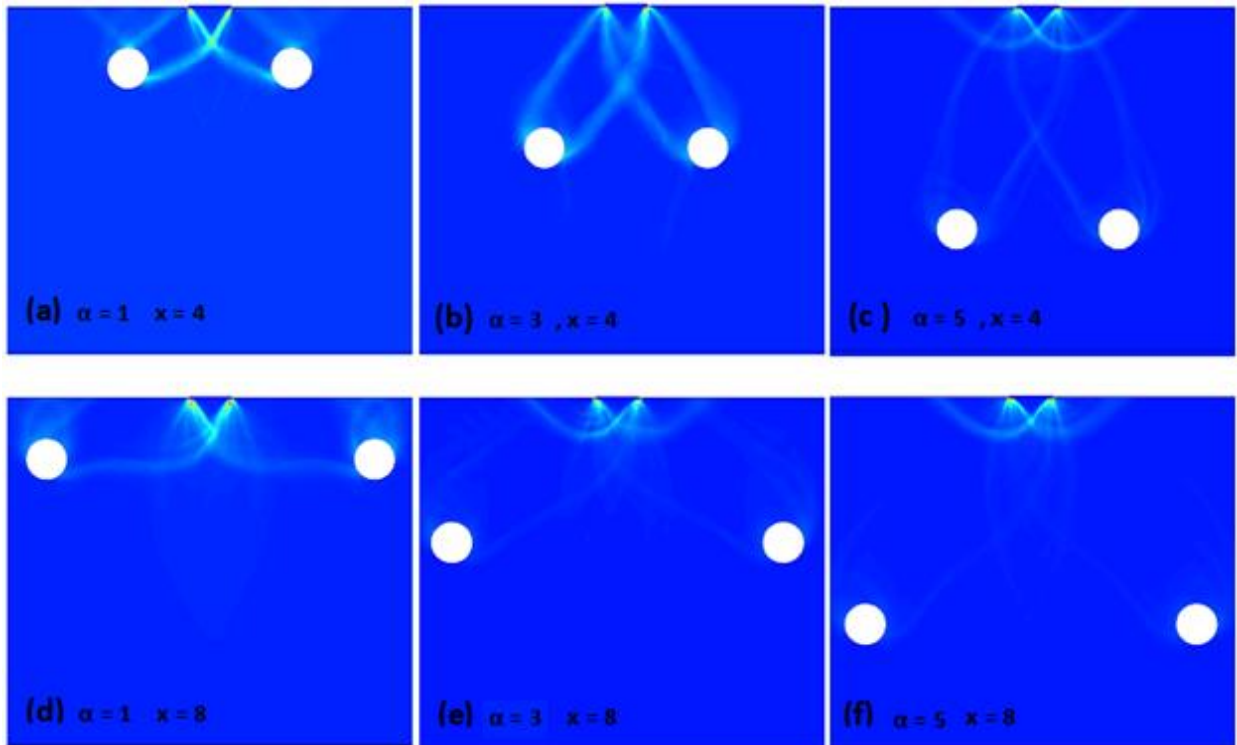


Figure IV. 16 Mécanismes de rupture pour deux cavités circulaires de configuration symétrique.

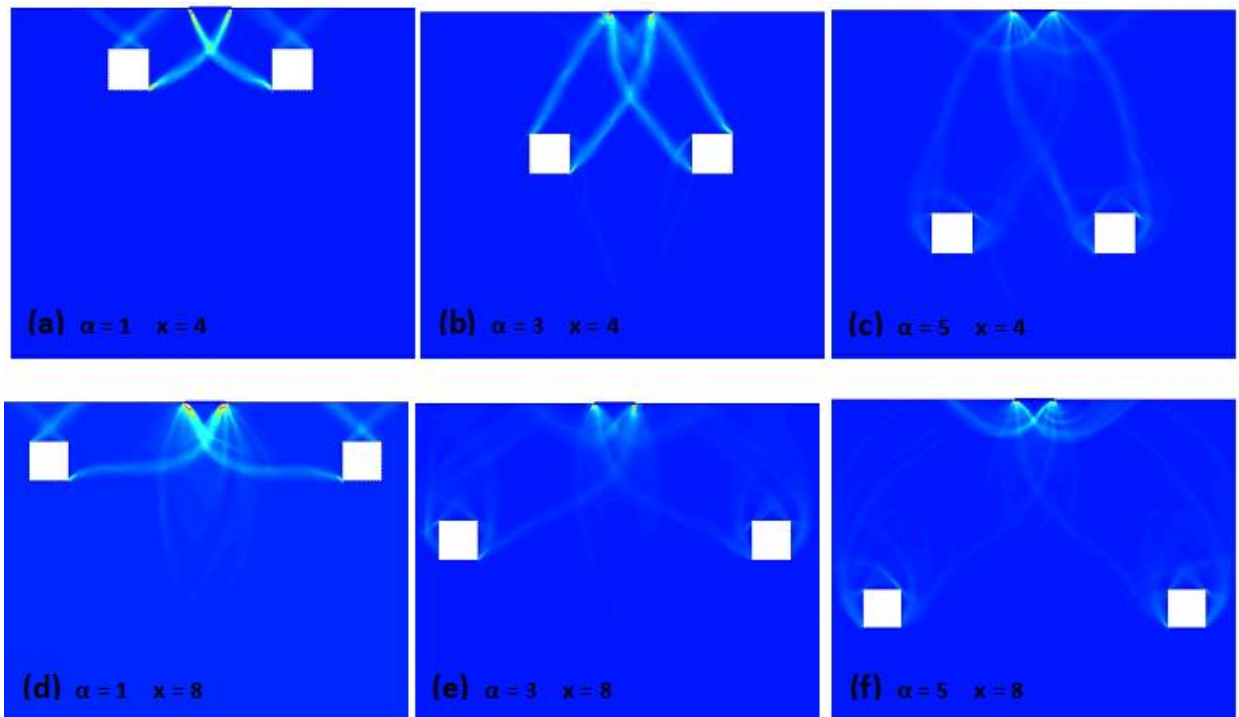


Figure IV. 17 Mécanismes de rupture pour deux cavités carrées de configuration symétrique.

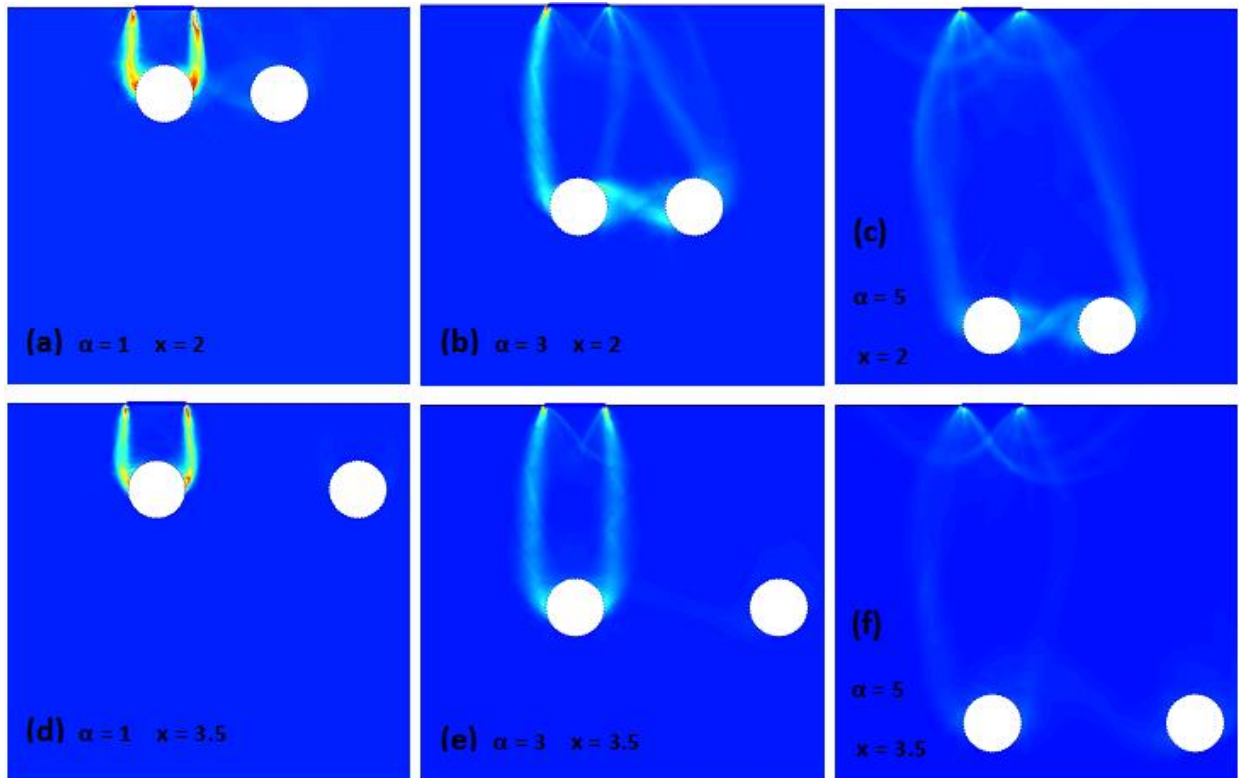


Figure IV. 18 Mécanismes de rupture pour deux cavités circulaires de configuration parallèle.

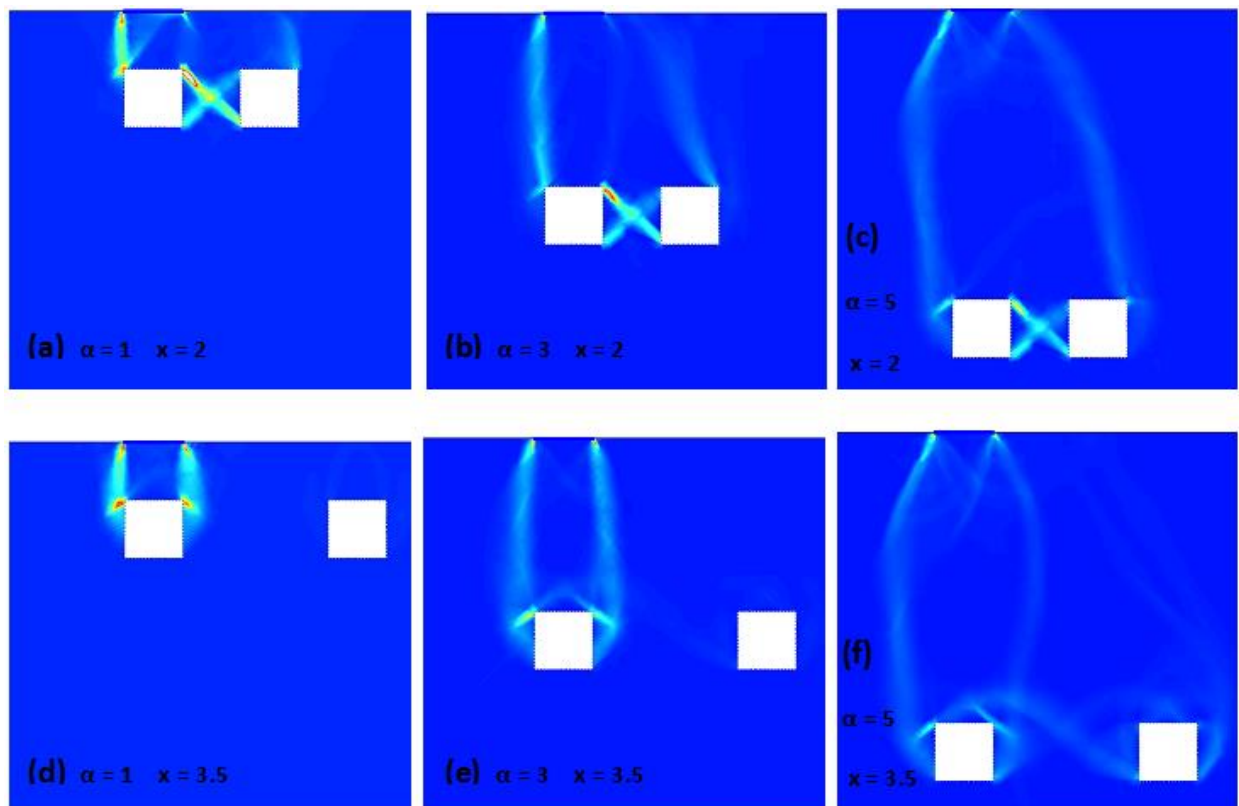


Figure IV. 19 Mécanismes de rupture pour deux cavités circulaires de configuration parallèle.

IV.6.6 Mécanismes de rupture du sol

Les Figures IV. (7, 8) montrent les mécanismes de rupture pour plusieurs positions d'une cavité circulaire ou carrée. Lorsque la cavité est située directement sous le centre de la semelle filante, la zone de rupture s'étend verticalement du deux bords de la semelle vers les coins les plus proches du vide, sans former de coin actif sous la semelle. On constate que cette zone de rupture est plus petite et plus étroite que celle du sol sans cavités voir les Figure IV.7 (a et d) et Figure IV.8 (a et d). Des mécanismes similaires ont été observé par (Kiyosumi et al., 2011; Kiyosumi et al., 2007) pour une cavité carrée, et par (Zhao, Huang, Zhang, & Zuo, 2018) pour une cavité circulaire. Dans ce cas la cavité s'effondre avec la rupture de son toit ou de sa partie supérieure ce qui engendre un grand tassement du sol sous la semelle, donc une diminution dans sa capacité portante. Plus la distance verticale entre la base de la semelle et la cavité (α) augmente plus le coin actif et les deux spirales logarithmiques commencent à apparaître sous la semelle voir les Figure IV.7(g) et Figure IV.8(g), donc l'effet de la cavité diminue et la pression limite de la semelle augmente.

La Figure IV.7 (a, d et g) et la Figure IV.8 (a, d et g) montrent qu'avec l'augmentation de la profondeur de la cavité α , la zone de rupture s'élargit et la largeur de la zone de cisaillement augmente. Selon (Zhao et al., 2018) ces observations sont raisonnables : une large répartition de l'énergie dissipée est observée sur les parois latérales de la cavité, ce qui indique que la masse du sol dans cette région joue un rôle important lorsque la rupture se produit Pour maintenir la stabilité de la cavité. En outre, le mécanisme de rupture englobe l'effondrement du sol au-dessus de la cavité en conjonction avec le blocage du sol adjacent à la paroi latérale de la cavité. Les mêmes observation pour le cas de variation de la taille de la cavité, si on augmente la hauteur de la cavité (m) et ou la largeur de la cavité (n), la zone de rupture s'élargit et la largeur de la zone de cisaillement augmente voir les figures IV.(11,12 et 13) qui ont présenté les mécanismes de rupture pour plusieurs tailles de la cavité centré (m=n), (n=1, m varié) et (m=1, n varié) respectivement.

Pour une cavité décentrée de la fondation, notre analyse par élément fini a suggéré que la pression limite de la semelle accroît avec l'accroissement de la distance entre le centre de la cavité et celui de la semelle (β) et que le mécanisme de rupture se développe à partir des deux bords de la semelle vers les coins supérieur droit et inférieur gauche

de la cavité voir la Figure IV.7(e) et la Figure IV.8(e). Pour la Figure IV.7(b) et la Figure IV.8(b) Les lignes de glissement se développent d'abord presque verticalement à partir des deux bords de la semelle sans viser aucun coin du vide, puis la ligne de glissement de gauche s'étend jusqu'au coin inférieur gauche du vide. D'autres lignes de glissement se propagent uniquement vers le haut à partir des coins supérieurs de la cavité à cause de la faible distance α . Donc la cavité s'effondre avec la rupture du toit et des parois latérales. Des mécanismes similaires ont été observés par (Kiyosumi et al., 2011; Kiyosumi et al., 2007).

Dans le cas de deux cavités, deux configurations ont été examinées : une configuration symétrique et une configuration parallèle. Les Figures IV. (16,17) montrent les mécanismes de rupture de la configuration symétrique des deux cavités circulaires et carrées respectivement. Le mécanisme de rupture se développe à partir des deux bords de la semelle vers les coins supérieurs et inférieurs gauche de la cavité située à droite et l'inverse pour la cavité située à gauche voir la Figure IV.16(a, b et d) et la Figure IV.17(a, b et d). On observe aussi que le mécanisme de rupture est symétrique, et l'effet des cavités est presque négligeable pour des valeurs critiques de x et de α voir la Figure IV.16(c, e et f) et la Figure IV.17(c, e et f). Les Figures IV. (18,19) montrent les mécanismes de rupture de la configuration parallèle des deux cavités circulaires et carrées respectivement. Pour une valeur critique de x l'effet de la cavité décentrée est négligeable donc les lignes de glissement sont identique aux ceux d'une seule cavité centré voir la Figure IV.18(d, e et f) et la Figure IV.19(d, e et f). Pour des valeurs de x inférieur à x critique, les mécanismes de rupture dans ces cas sont assez complexes. Des lignes de glissement se développent dans la colonne centrale entre les cavités, reliant les lignes de glissement entre le coin supérieur droit de la cavité centrale et le coin inférieur gauche de la cavité décentrée, voir la Figure IV.18 (a, b et c) et la Figure IV.19 (a, b et c). des mécanismes similaires ont été observés par (Lavasan et al., 2016b).

IV.7 CONCLUSION

La capacité portante d'une fondation filante, plaçant sur la surface libre d'une couche de sable contenant une ou deux cavités souterraines de forme circulaire ou carrée, est étudiée dans ce chapitre, et les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- La présence d'une cavité a une grande influence sur la capacité portante, ce qui signifie que la présence de ces cavités réduit la capacité portante.

- L'existence d'une cavité circulaire ou carré sous la fondation à une profondeur α critique n'affecte pas la capacité portante de cette semelle et l'impact de la cavité est éliminé.
- La cavité la plus proche de la semelle filante ou située sous l'axe de cette dernière entraînant la génération d'un effondrement brusque dans cette zone.
- Le rapport de la capacité portante BCR augmente significativement avec l'augmentation de l'excentricité des cavités β .
- La magnitude de BCR augmente avec la variation de forme de la cavité de carrée à circulaire.
- Le rapport de la capacité portante BCR diminue linéairement avec l'augmentation de la taille de la cavité (m ou n). On constate également qu'à une valeur donnée de m(n) qui était supérieure ou égale à 1.5, le BCR continue sa diminution avec l'augmentation de n ou et m, et son taux de réduction est très faible ou presque négligeable.
- Indépendamment de la configuration des cavités, la magnitude de BCR augmente lorsque la valeur de l'espacement entre les deux cavités x augmente, ce qui indique que la stabilité de la semelle s'améliore, lorsque les deux cavités sont plus éloignées.
- Pour le cas des deux cavités situées sous la semelle filante et au-delà d'une certaine valeur de x, le rapport de la capacité portante BCR est stable, en particulier pour la configuration parallèle, donc les valeurs de BCR sont égales à celles d'un cas d'une seule cavité avec $\beta = 0$, ce qui indique que l'effet de la deuxième cavité est négligeable.
- Pour la configuration symétrique de deux cavités situées sous une semelle filante, le rapport de la capacité portante BCR $\max=1$ est atteint à une certaine valeur de x ce qui indique que l'effet des deux cavités est négligeable.
- La comparaison des valeurs de BCR pour les configurations parallèles et symétriques des deux cavités sous une semelle filante, semble montrer que les valeurs de BCR pour les premières sont inférieures à celles des secondes, et que

leur différence est plus importante pour les valeurs les plus faibles de α et les valeurs les plus élevées de x .

- Lorsque la cavité est située directement sous le centre de la semelle filante, la zone de rupture s'étend verticalement du deux bords de la semelle vers les coins les plus proches du vide, sans former de coin actif sous la semelle, on constate que cette zone de rupture est plus petite et plus étroite que celle du sol sans cavités.
- Si on augmente (i) la profondeur de la cavité α ou (ii) la largeur de la cavité n , ou bien (iii) sa hauteur m , la zone de rupture s'élargit et la largeur de la zone de cisaillement augmente.
- Après examen des données visuelles sur le développement du mécanisme de rupture. On constate qu'il existe trois types de lignes de glissement : (1) les lignes de glissement se développent uniquement vers le bas à partir des deux bords de la semelle ; (2) les lignes de glissement se développent vers le bas à partir du bord de la semelle ainsi que vers le haut à partir des coins supérieurs de la cavité ; et (3) les lignes de glissement se propagent uniquement vers le haut à partir des coins supérieurs de la cavité.
- Dans le cas de deux cavités de configuration symétrique situées sous une semelle filante, le mécanisme de rupture se développe à partir des deux bords de la semelle vers les coins supérieurs et inférieurs gauche de la cavité située à droite et l'inverse pour la cavité située à gauche
- Dans le cas de deux cavités de configuration parallèle situées sous une semelle filante, le mécanisme de rupture se développe à partir des deux bords de la semelle vers les coins supérieurs de la cavité la plus proche de la semelle pour des valeurs de x supérieures ou égale x critique. Pour des valeurs de x inférieures à x critique, les mécanismes de rupture dans ces cas sont assez complexes. Des lignes de glissement se développent dans la colonne centrale entre les cavités, reliant les lignes de glissement entre le coin supérieur droit de la cavité centrale et le coin inférieur gauche de la cavité décentrée.

CHAPITRE V

ETUDE NUMERIQUE DE L'EFFET DES CAVITES SUR LA CAPACITE PORTANTE DE DEUX SEMELLES SUPERFICIELLES ETROITEMENT ESPACEES.

V.1. INTRODUCTION

Le calcul de la capacité portante des semelles superficielles est généralement effectué en utilisant la méthode développée par (Terzaghi, 1943), pour les semelles isolées. En réalité, les fondations sont rarement isolées et interfèrent les unes avec les autres. L'interférence des semelles superficielles a été étudiée théoriquement par (Stuart, 1962).

Le but de ce chapitre est de présenter une étude numérique sur la capacité portante des fondations superficielles ; En variant plusieurs paramètres géométriques, on cherche à évaluer l'effet de l'interférence de deux semelles filantes et l'existence des cavités souterraines sur la portance de ces semelles.

V.2. DEFINITION DU PROBLEME

Les géométries et les paramètres des problèmes analysés dans ce travail sont illustrés dans la Figure V.1.

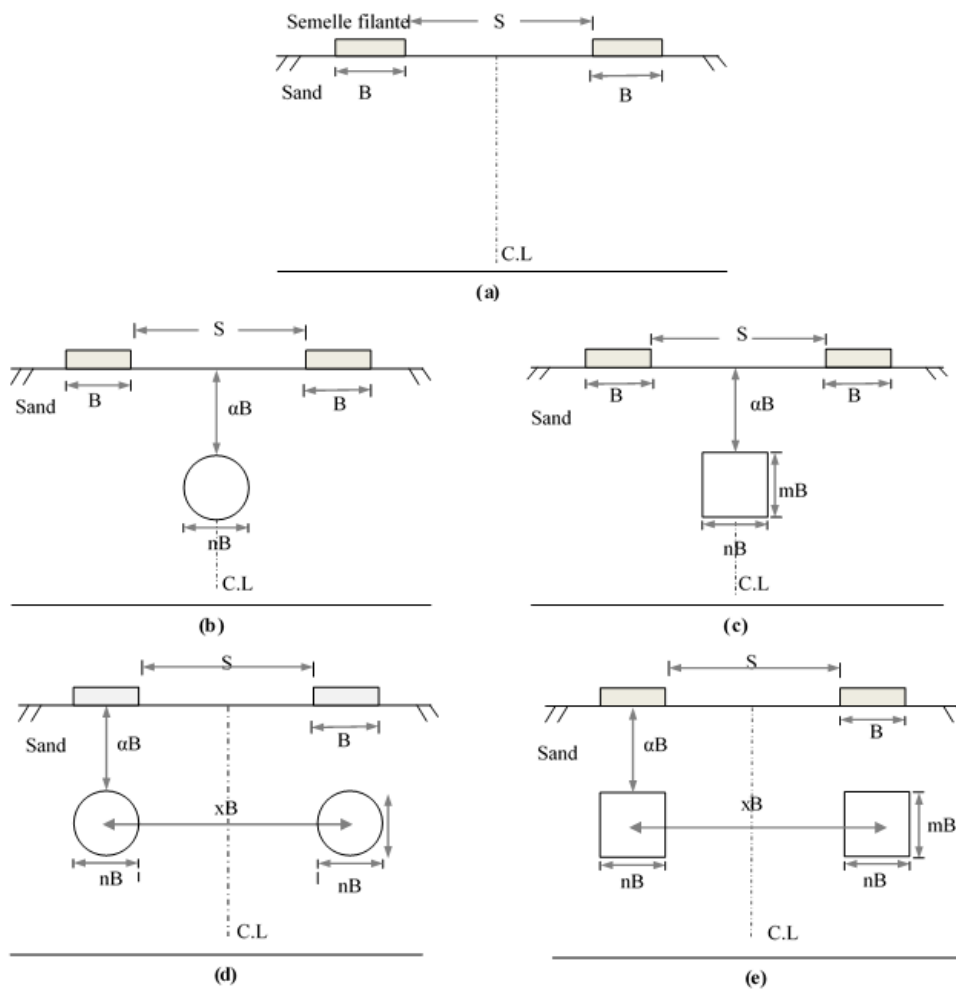


Figure V. 1 Géométries des problèmes.

Les géométries de deux fondations filantes de largeur \mathbf{B} plaçant sur un sol sableux qui contient une ou deux cavités circulaires ou carrés, la forme et l'emplacement des cavités sont quantifiées en termes de paramètres adimensionnels, c'est-à-dire \mathbf{m} , \mathbf{n} et α . Les paramètres \mathbf{m} et \mathbf{n} représentent la hauteur et la largeur du vide normalisées par la largeur de la semelle \mathbf{B} . Le paramètre α désigne la distance verticale entre la base de la semelle et le toit du vide normalisé par \mathbf{B} . Les Figures V.1 (d et e) montrent les configurations symétriques de deux cavités. On suppose que les deux cavités ont la même taille et la même forme à une profondeur donnée. Les deux cavités sont séparées par le paramètre \mathbf{x} , défini comme la distance horizontale entre deux centres des cavités normalisée par \mathbf{B} . Selon (Kiyosumi et al., 2007), les cavités s'étendent toujours horizontalement. De plus, le rapport entre la largeur des cavités et la largeur de la semelle filante est égal à 1, ce qui correspond à la présupposition de (Lee et al., 2014).

V.3. PROCEDURE DE LA SIMULATION NUMERIQUE

V.3.1. Présentation du modèle

Le logiciel Plaxis est fréquemment utilisé pour la modélisation par éléments finis de problèmes liés à l'interaction entre les sols et les ouvrages géotechniques. Dans cette étude, nous avons employé Plaxis pour créer un modèle de fondations filantes installées sur un sol sableux contenant des cavités souterraines. Le modèle utilisé est basé sur la méthode des éléments finis en déformation plane (plane strain). Le comportement du sol a été simulé numériquement comme un matériau élastique parfaitement plastique en considérant le critère de rupture de Mohr-Coulomb en conjonction par une loi d'écoulement non associée ($\phi \neq \psi$) avec ϕ et ψ sont l'angle de frottement et l'angle de dilatance de sol respectivement.

Les valeurs des propriétés géotechniques sont : le module de Young $E = 30 \text{ Mpa}$, le coefficient de Poisson de $\nu = 0,2$, le poids volumique saturé $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ Kn/m}^3$ et l'angle de frottement $\phi = 35^\circ$, La cohésion $c = 0$ (sol pulvérulent) mais on prend $c = 2 \text{ Kn/m}^2$ pour le calcul numérique. En outre, la Figure V.1 montre deux formes de cavités : une cavité circulaire continue qui est supposée être un tunnel sans revêtement pour modéliser une cavité naturelle, et une cavité carrée continue qui est introduite par l'excavation du sol à la profondeur souhaitée. Ainsi, les limites verticales et horizontales de ce modèle sont choisies de manière appropriée pour éviter toute influence sur les résultats, D'après (Wang & Badie, 1985) . Les dimensions du modèle pour cette étude

sont de $15B$ en vertical et $30B$ en horizontal, en prenant que $B=1m$. Ces dimensions ont été choisies pour éviter d'interférer avec la formation de mécanismes de rupture du sol. Dans le but de diminuer le temps requis pour chaque exécution, seule la demi-structure symétrique du modèle a été construite dans les simulations numériques.

Les semelles sont considérées comme très rigides et rugueuses. On impose des déplacements et on déduit les chargements correspondants par le calcul numérique.

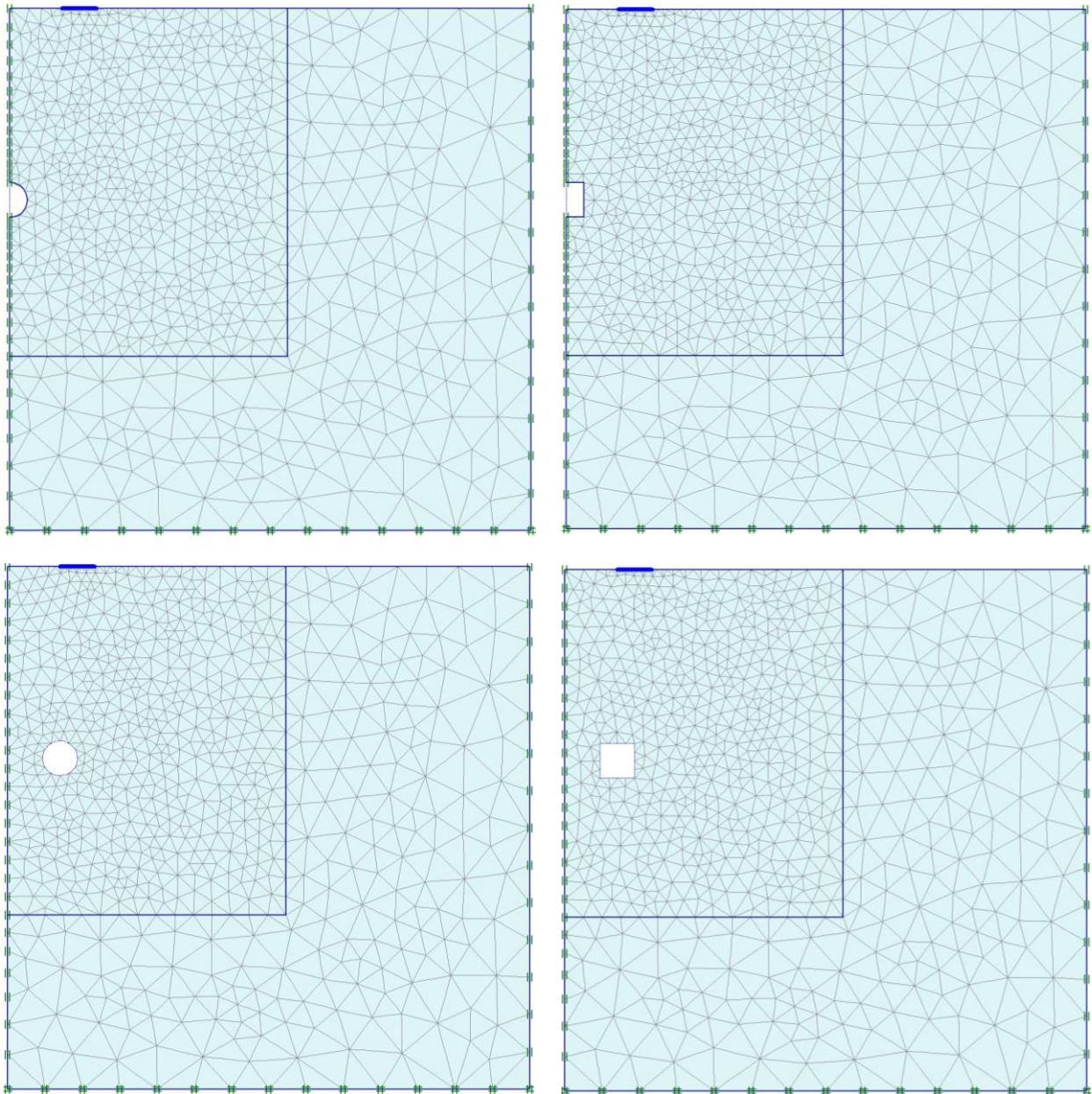


Figure V. 2 Maillage et conditions aux limites des modèles étudiés.

Toutes les analyses menées dans cette étude partent de la supposition que les semelles sont posées sur le sol et que celui-ci est pulvérulent. Dans ces conditions, $N_c = N_q = 0$.

La Figure V.2 montre des schémas des conditions aux limites et du maillage des éléments finis pour une et deux cavités circulaires ou carrées utilisées dans la présente étude. Les déplacements horizontaux et verticaux sont fixés à la base du modèle étudié et seulement les déplacements horizontaux qui sont fixés pour les deux côtés de ce modèle. Cela signifie que les mouvements horizontaux et verticaux du sol sont restreints à ces limites. Le maillage est raffiné dans la zone adjacente aux semelles et autour des cavités pour améliorer la précision des résultats numériques.

V.4. PROGRAMME D'ESSAIS REALISES

Au total, 153 tests paramétriques ont été effectués sur la capacité portante des semelles filantes rigides étroitement espacées plaçant sur un sol sableux qui contient une ou deux cavités circulaires ou carrées, comme indiqué dans le Tableau V.1

Tableau V. 1 Programme d'essais réalisés.

Séries	Forme et nombre des cavités	Paramètres variables			Paramètres constants
		α	S	x	
A	Sans cavité	/	0- 0,5- 1- 1,5- 2- 3- 4- 5 et 6	/	B=1m $\varphi=35^\circ$ m=n=1
	Avec une cavité circulaire	1- 3- 5 et 7	0- 0,5- 1- 1,5- 2- 3- 4- 5 et 6	/	
	Avec une cavité carrée	1- 3- 5 et 7	0- 0,5- 1- 1,5- 2- 3- 4- 5 et 6	/	
B	Avec deux cavités circulaires symétriques	1- 3- 5 et 7	0- 0,5- 1- 1,5- 2- 3- 4- 5 et 6	1	
	Avec deux cavités carrées symétriques	1- 3- 5 et 7	0- 0,5- 1- 1,5- 2- 3- 4- 5 et 6	1	

V.5. RESULTATS ET DISCUSSIONS

V.5.1. Effet d'interférence de deux semelles filantes étroitement espacées

L'impact de l'interférence sur la variation de la portance de deux semelles rapprochées a fait l'objet de nombreuses études théoriques, numériques et expérimentales. Si ces fondations sont très proches et que les conditions du sol sont les mêmes, généralement la portance ultime de chaque fondation est affectée à cause de l'interférence de la surface de rupture de chaque semelle. (Stuart, 1962) a étudié cette théorie pour les sols

granulaires. Toutes les analyses menées dans cette étude partent du postulat que les semelles sont posées sur le sol et que celui-ci est pulvérulent. Dans ces conditions, $N_c=N_q = 0$. La capacité portante ultime de chaque fondation peut être donnée comme suit :

$$q_u = \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \zeta_\gamma \quad (V.1)$$

Avec :

q_u : charge ultime de chaque semelle interférente.

γ : Poids volumique du sol.

B : Largeur de la semelle.

ζ_γ : Facteur d'interférence.

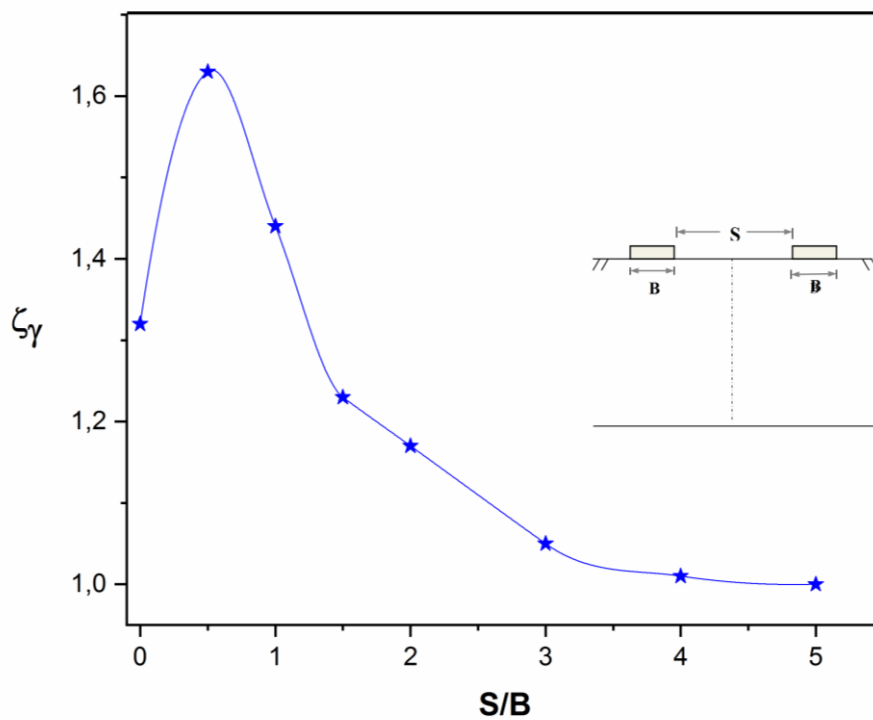


Figure V. 3 Variation de facteur d'interférence (ζ_γ) en fonction de rapport d'espacement (S/B).

Les résultats de cette étude numérique obtenus par le code Plaxis montrent la variation de facteur d'interférence (ζ_γ) en fonction du rapport de distance (S/B) présentés dans la Figure V.3 prouvent que quand (S/B) varie entre 0 et 0.5, le sol entre deux fondations

rapprochées devient "bloqué". À cet espacement, le sol entre les deux fondations forme un arc inversé, puis le système combiné se déplace vers le bas lorsqu'il est chargé. Ce phénomène se traduit par une augmentation significative de la capacité portante jusqu'à ce qu'elle atteigne sa valeur maximale, Donc la capacité portante d'une semelle interférente est augmentée de plus de 60% par rapport à la fondation isolée. En augmentant S/B de 0.5 à 4, ζ_γ diminue. Ainsi, pour des rapports d'espacement supérieurs à 4, Il n'y a eu aucun effet d'interférence et chaque fondation agit comme une fondation isolée. Donc l'effet d'interférence est disparu.

Pour confirmer la précision des résultats acquis par la présente étude, Ils ont été confrontés aux résultats de l'analyse numérique obtenus précédemment (Ghazavi & Lavasan, 2008; Mabrouki et al., 2010), aux résultats théorique (Stuart, 1962) et aux tests expérimentaux (Das & Larbi-Cherif, 1983), qui sont exposés dans la Figure V.4.

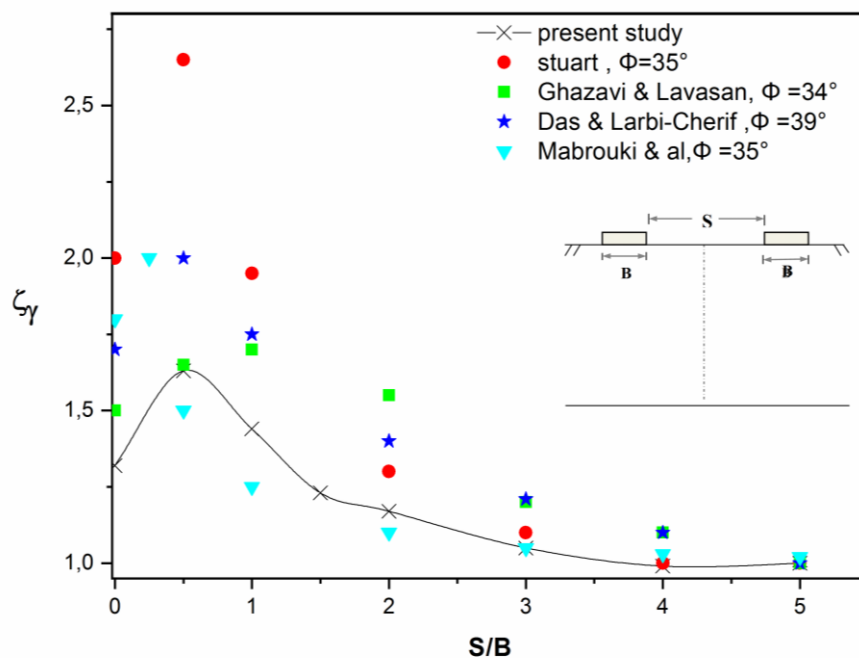


Figure V. 4 Comparaison entre les valeurs de la littérature et celles de la présente étude.

Il apparaît que la tendance générale des variations du facteur d'interférence observée dans cette étude est similaire à celle prédite par d'autres études, mais il y a des différences importantes en termes d'amplitudes entre la théorie, les résultats expérimentaux et numériques. Selon la Figure V.4, les résultats obtenus par cette

analyse numérique sont en très bonne concordance avec les résultats des essais expérimentaux.

V.5.2. Effet d'interférence de deux semelles filantes étroitement espacées reposant sur une seule cavité.

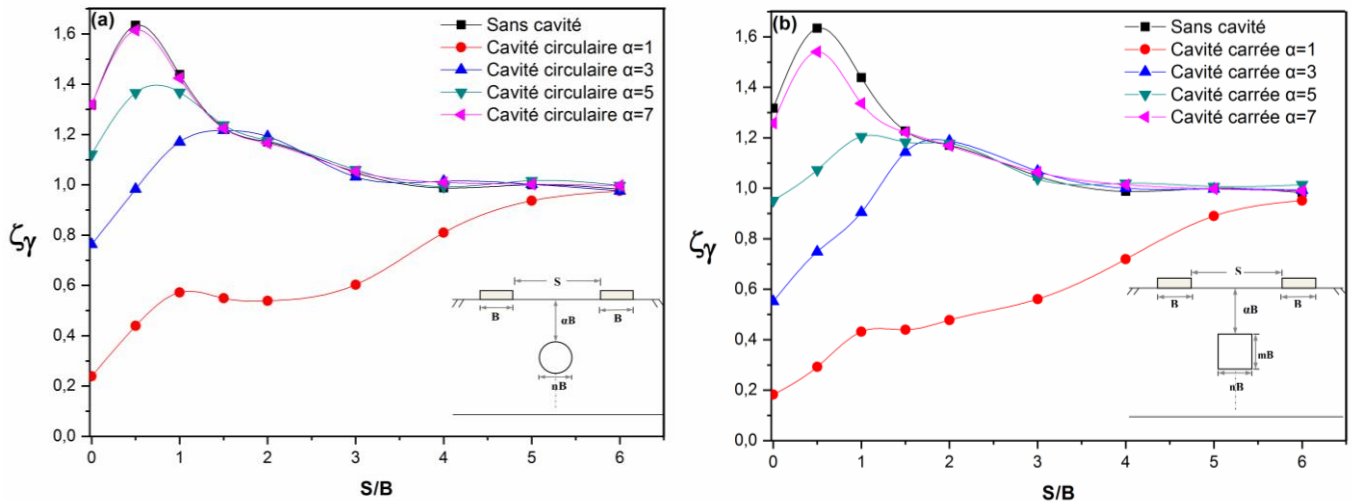


Figure V. 5 Variation de $\zeta\gamma$ en fonction du S/B pour une seule cavité circulaire ou carrée.

La Figure V.5 indique la variation de $\zeta\gamma$ avec différentes valeurs du rapports d'espacement S/B , pour deux semelles filantes interférentes au-dessus d'une seule cavités centré circulaire ou carrée, pour des variations dans la valeur de α ($\alpha=1, 3, 5$, et 7). On peut noter que pour S/B variant de 0 à 1.5 pour une cavité circulaire et de 0 à 2 pour une cavité carrée, la valeur de $\zeta\gamma$ augmente avec l'augmentation de α jusqu'à ce que l'effet de la cavité soit négligeable pour une certaine profondeur critique de α , qui est d'environ 7 pour une cavité circulaire et un peu plus pour une cavité carrée. L'influence de la cavité devient progressivement insignifiante de sorte que seul l'effet d'interférence des deux semelles existe. Lorsque les semelles sont éloignées de l'axe du modèle (c'est-à-dire lorsque la valeur de S/B augmente), l'amplitude du facteur d'interférence augmente avec l'augmentation de α ; et atteint la valeur maximale lorsque $S/B = 1$ presque pour toutes les valeurs de α . Ensuite dans la plupart des cas, $\zeta\gamma$ diminue jusqu'à ce que la capacité portante ultime atteigne 100% pour S/B presque égal à 4, ce qui indique l'absence de l'effet de la cavité ainsi que celui de l'interférence. La seule exception à cette observation se produit lorsque $\alpha = 1$, où les valeurs de $\zeta\gamma$ sont significativement plus basses, et restent approximativement invariables pour S/B variant entre 1.5 et 2.5 pour une cavité circulaire et entre 1 et 1.5 pour une cavité carrée.

cette particularité due à l'effet de la stabilité du sol au-dessus de la cavité (l'effondrement brusque) qui est plus dominant que celui de l'effet d'interférence des deux semelles, puis ζ_γ continue son augmentation pour atteindre la valeur 1 à $S/B=6$ pour une cavité circulaire et proche de 1 à $S/B=6$ pour une cavité carrée, donc l'effet de la cavité est négligeable ainsi que celui de l'interférence.

Concernant l'effet de la forme des cavités, pour le cas d'une cavité circulaire, le ζ_γ pour toutes les valeurs de S/B et α est supérieur à celui du cas d'une cavité carrée présenté sur la Figure V.5.

V.5.3. Effet d'interférence de deux semelles filantes étroitement espacées reposant sur deux cavités.

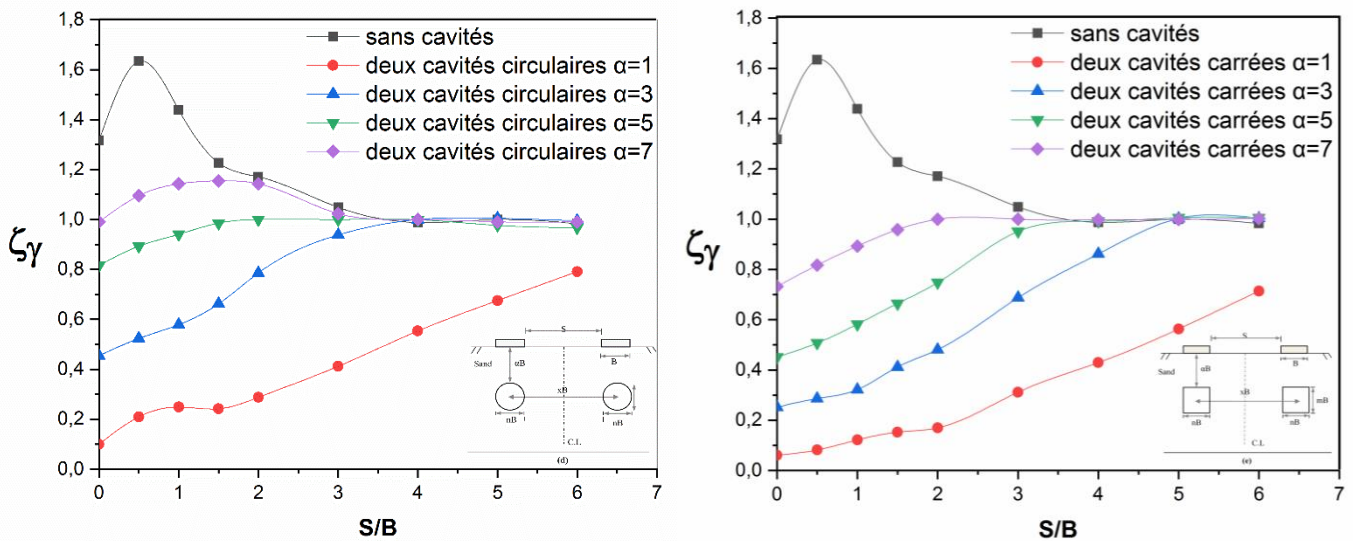


Figure V. 6 Variation de ζ_γ en fonction du S/B pour deux cavités circulaires ou carrées avec $x=2$.

La Figure V.6 indique la variation de ζ_γ avec différentes valeurs du rapports d'espacement S/B , pour deux semelles filantes interférentes au-dessus de deux cavités circulaires ou carrées pour une variation des profondeurs de la cavité $\alpha=1, 3, 5$, et 7 , et pour une valeur constante de $x=2$. On remarque une augmentation de ζ_γ avec l'augmentation de α , jusqu'à ce que l'effet de la cavité soit négligeable pour une certaine profondeur critique α , qui est plus grande que 7 pour les deux formes de cavités. Pour la plupart des valeurs de α , les valeurs de ζ_γ sont significativement plus basses par rapport aux cas d'une seule cavité centré. Ces faibles résultats sont dus à la grande surface des deux cavités donc à l'effet de la stabilité du sol au-dessus de ces deux cavités (l'effondrement brusque) qui est plus dominant que celui de l'effet d'interférence des

deux semelles. Il est également observé que l'influence des cavités est insignifiante pour $\alpha=3, 5$ et 7 lorsque $S/B=4$, et pour S/B supérieur à 6 en ce qui concerne $\alpha=1$, pour les cavités circulaires. En ce qui concerne les cavités carrées, leur effet est négligeable pour $\alpha=5$ et 7 lorsque $S/B=4$, pour $\alpha=3$ lorsque $S/B=5$, et pour S/B supérieur à 6 concernant $\alpha=1$.

On observe clairement que les valeurs de $\zeta\gamma$ pour le cas des cavités circulaires sont plus grandes que celles pour le cas des cavités carrées.

V.6. CONCLUSION

L'utilisation d'un outil numérique basé sur l'élément fini pour étudier la capacité portante de deux semelles filantes étroitement espacées plaçant sur la surface libre d'une couche de sable contenant des cavités souterraines de forme circulaire ou carrée ajoute des idées intéressantes dans le domaine de la géotechnique. Les résultats obtenus par cette approche permettent de mieux comprendre le comportement mécanique de ces structures complexes et d'optimiser leur conception. Les observations suivantes ont été tirées à partir de cette étude :

- Pour deux semelles filantes juxtaposées le facteur d'interférence $\zeta\gamma$ augmente et atteint sa valeur maximale lorsque le rapport de distance (S/B) égale à 0.5 . En augmentant S/B de 0.5 à 4 , $\zeta\gamma$ diminue. Ainsi, pour des rapports d'espacement supérieurs à 4 l'effet d'interférence disparaît et chaque fondation agit comme une fondation isolée.
- La valeur de $\zeta\gamma$ augmente avec l'augmentation de α jusqu'à atteindre une profondeur critique où l'effet de la cavité devient négligeable, que ce soit pour une seule cavité ou deux cavités sous deux semelles filantes interférentes.
- Les valeurs de $\zeta\gamma$ sont plus élevées pour les cavités circulaires que pour les cavités carrées.

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Ce travail de thèse porte sur l'analyse numérique (MEF) de l'effet des cavités souterraines sur la capacité portante des semelles filantes isolées ou interférées, constitue une approche précieuse pour mieux comprendre le comportement de ces structures complexes dans des conditions géotechniques spécifiques. Les résultats obtenus peuvent contribuer à améliorer la conception et la performance des fondations superficielles dans les projets de génie civil, avec des implications importantes pour la sécurité et la durabilité des ouvrages. Les résultats de l'étude paramétrique ont montré des variations de la capacité portante correspondant à différentes géométries et emplacements des cavités. De plus, l'étude du mécanisme de rupture a démontré que le mode de rupture dépend de la taille et de l'emplacement de ces cavités. Les résultats obtenus grâce à ce travail ont permis de mettre en évidence plusieurs observations clés :

Tout d'abord, il a été observé que la présence des cavités souterraines a une grande influence sur la capacité portante des semelles filantes, ce qui signifie que la présence de ces cavités réduit la capacité portante.

De plus, il a été constaté que l'effet de la cavité diminue à mesure que la profondeur α augmente, jusqu'à atteindre une profondeur critique où l'effet de la cavité devient négligeable pour les deux cas d'une seule cavité ou de deux cavités sous une semelle isolée.

La cavité la plus proche de la semelle filante ou située sous l'axe de cette dernière entraînant la génération d'un effondrement brusque dans cette zone.

Le rapport de la capacité portante BCR augmente significativement avec l'augmentation de l'excentricité des vides β ainsi que leur profondeur α .

La magnitude de BCR augmente avec la variation de forme de la cavité de carrée à circulaire.

Le rapport de la capacité portante BCR diminue linéairement avec l'augmentation de la taille de la cavité (m ou n). On constate également qu'à une valeur donnée de $m(n)$

qui était supérieure ou égale à 1.5, le BCR continue sa diminution avec l'augmentation de n ou m , et son taux de réduction est très faible ou presque négligeable.

Indépendamment de la configuration des cavités, la magnitude de BCR augmente lorsque la valeur de l'espacement entre les deux cavités x augmente, ce qui indique que la stabilité de la semelle s'améliore, lorsque les deux cavités sont plus éloignées.

Pour le cas de deux cavités sous la semelle filante et au-delà d'une certaine valeur de x , le rapport de la capacité portante BCR est stable, en particulier pour la configuration parallèle, donc les valeurs de BCR sont égales à celles d'un cas d'une seule cavité avec $\beta = 0$, ce qui indique que l'effet de la deuxième cavité est négligeable.

Pour la configuration symétrique de deux cavités sous une semelle filante, le rapport de la capacité portante BCR $\max=1$ est atteint à une certaine valeur de x ce qui indique que l'effet des deux cavités est négligeable.

La comparaison des valeurs de BCR pour les configurations parallèles et symétriques des deux cavités sous une semelle filante, semble montrer que les valeurs de BCR pour les premières sont inférieures à celles des secondes, et que leur différence est plus importante pour les valeurs les plus faibles de α et les valeurs les plus élevées de x .

Lorsque la cavité est située directement sous le centre de la semelle filante, la zone de rupture s'étend verticalement des deux bords de la semelle vers les coins les plus proches du vide, sans former de coin actif sous la semelle, on constate que cette zone de rupture est plus petite et plus étroite que celle du sol sans cavités.

Avec l'augmentation de (i) la profondeur de la cavité α ou (ii) la largeur de la cavité n , ou bien (iii) sa hauteur m , la zone de rupture s'élargit et la largeur de la zone de cisaillement augmente.

Après examen des données visuelles sur le développement du mécanisme de rupture pour le cas d'une semelle filante placée sur une ou deux cavités. On constate qu'il existe trois types de lignes de glissement : (1) les lignes de glissement se développent uniquement vers le bas à partir des deux bords de la semelle ; (2) les lignes de glissement se développent vers le bas à partir du bord de la semelle ainsi que vers le

haut à partir des coins supérieurs du vide ; et (3) les lignes de glissement se propagent uniquement vers le haut à partir des coins supérieurs d'une cavité.

Dans le cas de deux cavités de configuration parallèle situées sous une semelle filante, le mécanisme de rupture se développe à partir des deux bords de la semelle vers les coins supérieurs de la cavité la plus proche de la semelle pour des valeurs de x supérieures ou égale x critique. Pour des valeurs de x inférieures à x critique, les mécanismes de rupture dans ces cas sont assez complexes. Des lignes de glissement se développent dans la colonne centrale entre les cavités, reliant les lignes de glissement entre le coin supérieur droit de la cavité centrale et le coin inférieur gauche de la cavité décentrée.

Pour deux semelles filantes juxtaposées le facteur d'interférence $\zeta\gamma$ augmente et atteint sa valeur maximale lorsque le rapport de distance (S/B) égale à 0.5. En augmentant S/B de 0.5 à 4, $\zeta\gamma$ diminue. Ainsi, pour des rapports d'espacement supérieurs à 4 aucun effet d'interférence n'a été observé et chaque fondation agit comme une fondation isolée.

La valeur de $\zeta\gamma$ augmente avec l'augmentation de α jusqu'à atteindre une profondeur critique où l'effet de la cavité devient négligeable, que ce soit pour une seule cavité ou deux cavités sous deux semelles filantes interférentes.

Les valeurs de $\zeta\gamma$ sont élevées pour les cavités circulaires que pour les cavités carrées. Il est évident que la remarque commune à toutes les figures, à savoir que les valeurs de la capacité portante pour une cavité circulaire sont plus élevées que celles pour une cavité carrée, est due à la section de la cavité carrée étant plus grande que celle de la cavité circulaire, et non à la forme de la cavité. Ainsi, lorsque $m=n=B$, l'effet de la forme de la cavité peut être négligé.

À la fin de cette étude, il est important de proposer des perspectives et des recommandations qui permettent de poursuivre les travaux de recherche futurs dans le même domaine. Les perspectives et les recommandations peuvent aider à identifier les lacunes dans les connaissances actuelles, à améliorer les méthodes de recherche, à élargir les applications de la recherche et à aider les géotechniciens à prendre des décisions éclairées.

Voici quelques perspectives possibles pour une étude :

- Étendre l'étude en incluant d'autres types de sols ou en utilisant des modèles plus complexes, ou bien d'examiner l'effet de la présence de plus de deux cavités et de leur distribution spatiale pour la modélisation numérique.
- Explorer l'impact des dimensions et d'autres formes des cavités sur la réponse des fondations superficielles, par exemple des formes irrégulières.
- Étudier l'effet de l'interaction entre la fondation et les cavités sur d'autres paramètres, tels que la présence d'eau dans le sol, les chargements cycliques...

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Azam, G., Hsieh, C., & Wang, M. (1991). Performance of strip footing on stratified soil deposit with void. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(5), 753-772.
- Badie, A., & Wang, M. (1984). Stability of spread footing above void in clay. *Journal of Geotechnical Engineering*, 110(11), 1591-1605.
- Badie, A., & Wang, M. (1994). *Interaction between strip footing and soft ground tunnel*. Paper presented at the International conference on soil mechanics and foundation engineering.
- Baus, R., & Wang, M. (1983). Bearing capacity of strip footing above void. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(1), 1-14.
- Benbouza, A., Arabet, L., & Abbeche, K. (2018). *Numerical Study of the Failure Surface in Granular Soil Under Two Closely Spaced Strip Footings*. Paper presented at the Numerical Analysis of Nonlinear Coupled Problems: Proceedings of the 1st GeoMEast International Congress and Exhibition, Egypt 2017 on Sustainable Civil Infrastructures 1.
- Boufarh, R., Abbeche, K., & Abdi, A. (2019). Experimental investigation of interference between adjacent footings on layered cohesionless soil. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 56(2), 128-135.
- Bowles, J. E. (1988). *Foundation analysis and design*.
- Das, B. M. (2017). *Shallow foundations: Bearing capacity and settlement*: CRC press.
- Das, B. M., & Larbi-Cherif, S. (1983). Bearing capacity of two closely-spaced shallow foundations on sand. *Soils and Foundations*, 23(1), 1-7.
- Frank, R., Caira, F., & Burlon, S. (1999). *Calcul des fondations superficielles et profondes*: Techniques de l'Ingénieur.
- Frontard, J. (1936). *Calculations on the stability of earth dams*. Paper presented at the Transactions of the 2nd Congress on Large Dams.
- Ghazavi, M., & Lavasan, A. A. (2008). Interference effect of shallow foundations constructed on sand reinforced with geosynthetics. *Geotextiles and Geomembranes*, 26(5), 404-415.
- Gupta, A., & Sitharam, T. (2020). Experimental and numerical investigations on interference of closely spaced square footings on sand. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 14(2), 142-150.
- Hansen, J. B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity.
- Hazell, E. (2004). Interaction of closely spaced strip footings. *Final year project report, Department of Engineering Science, University of Oxford*.

- Kiyosumi, M., Kusakabe, O., & Ohuchi, M. (2011). Model tests and analyses of bearing capacity of strip footing on stiff ground with voids. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(4), 363-375.
- Kiyosumi, M., Kusakabe, O., Ohuchi, M., & Le Peng, F. (2007). Yielding pressure of spread footing above multiple voids. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(12), 1522-1531.
- Kumar, J., & Ghosh, P. (2007a). Ultimate bearing capacity of two interfering rough strip footings. *International Journal of Geomechanics*, 7(1), 53-62.
- Kumar, J., & Ghosh, P. (2007b). Upper bound limit analysis for finding interference effect of two nearby strip footings on sand. *Geotechnical and Geological Engineering*, 25, 499-507.
- Kumar, J., & Kouzer, K. (2008). Bearing capacity of two interfering footings. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 32(3), 251-264.
- Lavasan, A. A., Talsaz, A., Ghazavi, M., & Schanz, T. (2016a). Behavior of shallow strip footing on twin voids. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34, 1791-1805.
- Lavasan, A. A., Talsaz, A., Ghazavi, M., & Schanz, T. (2016b). Behavior of Shallow Strip Footing on Twin Voids. *Geotechnical and Geological Engineering*, 34(6), 1791-1805. doi: 10.1007/s10706-016-9989-6
- Lee, J. K., Jeong, S., & Ko, J. (2014). Undrained stability of surface strip footings above voids. *Computers and Geotechnics*, 62, 128-135.
- Mabrouki, A., Benmeddour, D., Frank, R., & Mellas, M. (2010). Numerical study of the bearing capacity for two interfering strip footings on sands. *Computers and Geotechnics*, 37(4), 431-439. doi: 10.1016/j.compgeo.2009.12.007
- Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian geotechnical journal*, 1(1), 16-26.
- Prandtl, L. (1920). Theory of lifting surfaces.
- Reissner, H. (1924). *Zum Erddruckproblem*. Paper presented at the Proc.1st Int. Congress for Applied Mechanics, Delft.
- Stuart, J. (1962). Interference between foundations, with special reference to surface footings in sand. *Geotechnique*, 12(1), 15-22.
- Terzaghi, K. (1943). Earth Pressure on Temporary Supports in Cuts, Tunnels, and Shafts. *Theoretical Soil Mechanics; John Wiley & Sons: New York, NY, USA*, 235-264.
- Vesić, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(1), 45-73.
- Wang, M., & Badie, A. (1985). Effect of underground void on foundation stability. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(8), 1008-1019.

-
- Wang, M., & Hsieh, C. (1987). Collapse load of strip footing above circular void. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(5), 511-515.
- WOOD, L., & Carnach, W. (1985). THE BEHAVIOUR OF FOOTINGS LOCATED ABOVE VOIDS. PROCEEDINGS OF THE ELEVENTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, SAN FRANCISCO, 12-16 AUGUST 1985. *Publication of: Balkema (AA)*.
- Xiao, Y., Zhao, M., & Zhao, H. (2018). Undrained stability of strip footing above voids in two-layered clays by finite element limit analysis. *Computers and Geotechnics*, 97, 124-133. doi: 10.1016/j.compgeo.2018.01.005
- Zhao, L., Huang, S., Zhang, R., & Zuo, S. (2018). Stability analysis of irregular cavities using upper bound finite element limit analysis method. *Computers and Geotechnics*, 103, 1-12. doi: 10.1016/j.compgeo.2018.06.018
- Zhou, H., Zheng, G., He, X., Xu, X., Zhang, T., & Yang, X. (2018). Bearing capacity of strip footings on $c-\phi$ soils with square voids. *Acta Geotechnica*, 13(3), 747-755. doi: 10.1007/s11440-018-0630-0