



**Ministère de l'enseignement supérieur
et de la recherche scientifique
Université Mohamed Boudiaf - M'sila
Faculté de technologie
Département de GENIE CIVIL**



MEMOIRE Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

FILIERE : Génie Civil SPECIALITE : Géotechnique

Par :

DAKHOUCHE Manel

THEME

***EVALUATION NUMERIQUE DE LA CAPACITE PORTANTE DES
FONDATIONS SUPERFICIELLES SUR SOL RENFORCE***

Soutenu le 17/06/2025 devant le jury composé de Messieurs :

Mr. KHEMISSA Mohammed	Université de M'sila	Président
Mme. BAKIR Nassima	Université de M'sila	Examineur
Mr. BERRABAH Fouad	Université de M'sila	Encadreur
Mr. TALLAH Noui	Université de M'sila	Co-Encadreur

Promotion : 2024/2025

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENT

الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات، وبفضله تنيسر الأمور، وبعونه ينال التوفيق

والصلاة والسلام على خير خلقه ، محمد صلى الله عليه وسلم ، الذي علم البشرية معاني الصبر والاجتهاد

Je tiens à exprimer ma reconnaissance la plus sincère à mes chères parents DAKHOUCHE Kamel et AMROUNE Nadjat, pour leur amour inconditionnel, leurs sacrifices silencieux et leurs prières constante qui m'ont portée et soutenue à chaque étape.

Un grand merci à mes frères Rabeh, Yacine, Imad et Yahia et mes sœurs Ines et Sérine pour leurs présences, leur encouragement et leur affection ; je n'oublie pas le petit prince de la famille Ghaïth.

Je remercie sincèrement mes encadrants BERRABEH Fouad et TALLAH Noui pour l'accompagnement et les conseils précieux qu'il m'a apportés et tous mes enseignants dans les études supérieures ; et aussi mes camarades de promotion 2025 ; ainsi que mes amies pour leurs soutiens et leur belle énergie tout au long de ce parcours.

Que ce travail soit inshAllah une source de fierté pour vous tous et qu'Allah le rende bénéfique ici-bas et dans l'au-delà.

RESUMÉ

L'utilisation des géosynthétiques dans les applications de génie civil est en augmentation de jour en jour. Le renforcement des sols supports de fondations superficielles possède un potentiel considérable en tant que solution de rechange rentable par rapport aux solutions classiques permettant dans certaines limites d'éviter le recours aux fondations profondes. Plusieurs études expérimentales ont été menées pour évaluer la capacité portante des fondations superficielles sur sol renforcé. Différents chercheurs ont tenté d'évaluer l'efficacité du renforcement à travers le rapport de capacité portante de la fondation renforcée à celle de la fondation du sol non renforcé. L'idée c'est de déterminer les paramètres et les variables qui contribueraient à augmenter la capacité portante. Parmi ces paramètres on peut citer la nature du sol renforcé, la rigidité du géosynthétique employé, le nombre de nappes adoptées, la longueur des nappes, la profondeur de la première nappe et la distance entre les différentes nappes de géosynthétique. Dans ce contexte, la présente thèse est une contribution pour analyser numériquement les paramètres influençant les valeurs de capacité portante d'une fondation renforcée.

Mots clés : Modélisation numérique, Géosynthétiques, Fondations superficielles, Capacité portante, Tassement.

ABSTRACT

The use of geosynthetics in civil engineering applications is increasing day by day. Reinforcement of foundation supporting soils with geosynthetics holds considerable potential as a cost-effective alternative to classical solutions, allowing, within certain limits, to avoid resorting to deep foundations. Several experimental studies have been conducted to evaluate the bearing capacity of shallow foundations on reinforced soil. Various researchers have attempted to assess the efficiency of reinforcement through the ratio of the bearing capacity of the reinforced foundation to that of the unreinforced soil foundation. The idea is to determine the parameters and variables that would contribute to increasing the bearing capacity. Among these parameters are the nature of the reinforced soil, the rigidity of the geosynthetic used, the number of layers adopted, the length of the layers, the depth of the first layer, and the distance between the different geosynthetic layers. In this context, the present thesis is a contribution to numerically analyze the parameters influencing the bearing capacity values of a reinforced foundation.

Key words: Numerical modeling, Geosynthetics, Shallow foundations, Bearing capacity, Settlement.

ملخص

يتزايد استخدام المواد الجيوسينثيائية في تطبيقات الهندسة المدنية يوماً بعد يوم ويمتلك تدعيم التربة الحاملة للأساسات السطحية إمكانات كبيرة كحل بديل فعال من حيث التكلفة مقارنة بالحلول التقليدية، مما يسمح - ضمن حدود معينة - بتجنب اللجوء إلى الأساسات العميقة. وقد أُجريت العديد من الدراسات التجريبية لتقييم قدرة تحمل الأساسات السطحية على التربة المدعمة. حاول باحثون مختلفون تقييم كفاءة التدعيم من خلال نسبة قدرة تحمل الأساس المدعم إلى قدرة تحمل أساس التربة غير المدعمة. والفكرة هي تحديد المعاملات والمتغيرات التي من شأنها أن تسهم في زيادة قدرة التحمل. ومن بين هذه المعاملات يمكن ذكر طبيعة التربة المدعمة، وصلابة المادة الجيوسينثيائية المستخدمة، وعدد الطبقات المعتمدة، وطول الطبقات، وعمق الطبقة الأولى، والمسافة بين الطبقات المختلفة للمادة الجيوسينثيائية. في هذا السياق، تساهم هذه الرسالة بتحليل رقمي للمعاملات المؤثرة على قيم قدرة تحمل الأساس المدعم.

الكلمات المفتاحية: النمذجة الرقمية، الجيوسينثيائية، الأساسات السطحية، قدرة التحمل، الهبوط.

Table des matières

Resumé	I
abstract.....	II
ملخص.....	III
table des matière.....	IV
notations	VII
liste des figures.....	VIII
liste des tableaux.....	XII
introduction générale	1
Chapitre 1 : fondations superficielles et leur capacité portante	
1.1. Introduction	3
1.2. Comportement des fondations superficielles	3
1.2.1. Typologie des fondations	3
1.2.2. Comportement mécanique	4
1.2.3. Mécanismes de rupture	5
<i>a) rupture par cisaillement généralisé</i>	<i>6</i>
<i>b) rupture par cisaillement localisé</i>	<i>6</i>
<i>c) rupture par poinçonnement.....</i>	<i>7</i>
1.3. Théories de la capacité portante	8
1.3.1. Généralités sur la capacité portante.....	9
1.3.2. Théorie de terzaghi 1943	10
1.3.3. Théorie de meyerhof (1963)	15
1.3.4. Théorie de hansen (1970).....	17
1.3.5. Théorie de vesić (1973).....	17
1.4. Conclusion.....	19
Chapitre 2 : Mécanismes de renforcement et méthodes de calcul analytiques	
2.1. Introduction	20
2.2. Géosynthétiques et principes de renforcement des sols	20
2.2.1. Définition.....	21
2.2.2. Fonctions des géosynthétiques.....	21
2.2.3. Types des géosynthétiques	22
2.2.4. Applications les géosynthétique au renforcement des fondations	25
2.3. Méthodes analytiques d'évaluation de la capacité portante sur sol renforcé	27

2.3.1. Méthode de binquet et lee	29
2.3.2. Méthode de huang et tatsuoka	32
2.3.3. Méthode de huang et menq	33
2.3.4. Méthode de wayne et al.....	34
2.3.5. Méthode de michalowski	35
2.4. Conclusion.....	37

Chapitre 3 : Modèles de comportement des sols et outils de calcul utilisés

3.1. Introduction	38
3.2. Présentation de l’outil optum g2	38
3.2.1. Géométrie.....	38
3.2.2. Caractéristiques.....	39
3.2.2.1. Prise en charge.....	39
3.2.2.2. Charges.....	40
3.2.3. Maillage	40
3.2.4. Éléments de la structure	41
3.2.4.1. Les plaques.....	41
a) plaque	42
b) plaque rigide	43
3.2.4.2. Géogrille	43
3.2.5. Modèles de comportement des sols	44
3.2.5.1. Modèle élastoplastique de mohr-coulomb.....	44
3.2.5.2. Déformation et écoulement.....	46
3.2.6. Analyse.....	47
3.2.6.1. Analyse élastoplasticité multiplicative.....	47
3.5. Conclusion.....	50

Chapitre 4 : Étude paramétrique de l’effet du renforcement par géosynthétiques sur la capacité portante des fondations superficielles

4.1. Introduction	51
4.2. Présentation du cas étudié	51
4.3. Procédure de la simulation numérique	52
4.3.1. Géométrie.....	52
4.3.2. Matériaux.....	53
4.3.3. Charges.....	54
4.3.4. Analyse	55
4.4. Résultats et discussions	57
4.4.1. Validation du modèle numérique.....	57

4.4.2. Réponse charge-déplacement	57
4.4.3. Vecteurs de déplacement	58
4.4.4. Forces de traction	60
4.5. Étude paramétrique	62
4.5.1. Influence de la position de la première nappe du renforcement (u/b).....	63
4.5.2. Influence de la largeur de la nappe du renforcement (b/b)	66
4.5.3. Influence de l'espacement entre les deux nappes du renforcement (h/b)	69
4.5.4. Influence du nombre des nappes de géosynthétique de renforcement (n)	73
4.5.5. Influence de l'angle de frottement interne (φ) dans les sols renforcés et non renforcés	76
4.5.6. Influence de la profondeur d'encastrement (d_f) dans les sols renforcés et non renforcés	78
4.5.7. Influence de la rigidité axiale du géosynthétique (ea)	81
4.6. Conclusion.....	84
Conclusion générale	85
Références	87

Notations

Lettres latines

<i>B</i>	Largeur de la fondation.
<i>L</i>	Longueur de la fondation.
<i>A</i>	Surface de la fondation.
<i>q_u</i>	Charge ultime.
<i>D_f</i>	Encastrement des fondations.
<i>N_c</i>	Facteur de capacité portante, terme de cohésion.
<i>N_q</i>	Facteur de capacité portante, terme de profondeur.
<i>N_γ</i>	Facteur de capacité portante, terme de surface.
<i>b</i>	Largeur des nappes de renforcement.
<i>h</i>	Distance entre les nappes.
<i>u</i>	Distance entre la base de la fondation et la première nappe.
<i>N</i>	Distance entre la base de la fondation et la première nappe.
<i>BCR</i>	Rapport de capacité portante.
<i>BCRs</i>	Rapport de capacité portante correspondant à un tassement donné, <i>S</i> .
<i>S</i>	Tassement.
<i>EA</i>	Rigidité axiale de géosynthétique.
<i>F_s</i>	Coefficient de sécurité.
<i>F_t</i> et <i>F_b</i>	Forces normales verticales.
<i>FS_f</i>	Facteur de sécurité pour le dégagement.
<i>F</i>	Coefficient du frottement.
<i>F_y</i>	Résistance à la rupture du matériau constituant les nappes.
<i>E</i>	Module d'Young.
<i>M_c</i>, <i>M_q</i> et <i>M_γ</i>	Coefficients de la capacité portante dus au renforcement.
<i>T_t</i>	Force de traction développée dans les nappes de renforcement.
<i>T_f</i>	Résistance de dégagement.
<i>T</i>	Force retenant les nappes de renforcement.
<i>X₀</i>	Distance du point pour lequel τ_{xz} est maximum.
<i>z</i>	Profondeur de renforcement.
<i>C</i>	Cohésion du sol.

Lettres grecques

j_g	Angle de frottement sol-géogridde.
A	Angle de distribution des contraintes.
φ	Angle de frottement interne du sol
τ	Contrainte de cisaillement.
γ	Poids volumique du sol.
ν	Coefficient de Poisson.
ψ	Angle de dilatance du sol.
ΔB	Augmentation de la largeur de la fondation due à l'introduction des nappes.

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1 : Fondations superficielles et leur capacité portante

Figure 1.1 : Types de fondations superficielles (Frank R. 1999).....	4
Figure 2.2 : Notations. Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle (Frank R. 1999).	5
Figure 1.3 : Rupture par cisaillement généralisé (Vesic 1963).	6
Figure 1.4 : Rupture par cisaillement localisé (Vesic 1963).	6
Figure 1.5: Rupture par poinçonnement (Vesic 1963).	7
Figure 1.6 : Nature de la rupture d'une fondation dans un sable (Vesic 1963).	8
Figure 1.7: Mécanisme de rupture d'une fondation de base rugueuse (Terzaghi 1943).	11
Figure 1.8: Schéma de principe de la théorie de Terzaghi.	11
Figure 1.9: Méthode de superposition de Terzaghi.	12
Figure 1.10: Modèle utilisé par Terzaghi pour la détermination des facteurs de portance.	13
Figure 1.11 : Facteurs de capacité portante en fonction de ϕ (Terzaghi : fondation rugueuse).	14
Figure 1.12: Les lignes de glissement pour une fondation superficielle rugueuse (Meyerhof 1951).	16
Figure 1.13: Facteurs de la capacité portante (Meyerhof 1951).	16
Figure 1.14: Mécanisme de rupture pour le calcul de $N\gamma$ (Lundgren et Mortensen 1953).	17

Chapitre 2 : Mécanismes de renforcement et méthodes de calcul analytiques

Figure 2. 1: Fonction des géosynthétiques.	22
Figure 2. 2: Courbes chargement-tassement avec et sans renforcement.	26
Figure 2. 3: Frontière rigide.	27
Figure 2. 4: Effet de membrane.	28
Figure 2. 5: Effet de confinement.	28
Figure 2. 6: Les trois mécanismes possibles de rupture des sols renforcés (Binqet et Lee, 1975b).	29
Figure 2. 7: Distribution des contraintes au-dessous d'une fondation filante reposant sur un sol renforcé (Binqet et Lee, 1975b).	30
Figure 2. 8: Composantes des forces dans le sol non renforcé et renforcé (Binqet et Lee, 1975b).	31

Figure 2. 9: Les deux modes possibles de rupture des sables renforcés (Huang et Tatsuoka, 1990).....	33
Figure 2. 10: Mécanisme de rupture des sols renforcés (Huang et Menq, 1997).	33
Figure 2. 11: Modes possibles de rupture des sols renforcés (Wayne et al, 1998).	35
Figure 2. 12: Mécanisme de rupture des sols renforcés (Michalowski, 2004).	37

Chapitre 3 : Modèles de comportement des sols et outils de calcul utilisés

Figure 3. 1: Ruban de géométrie dans OPTUM G2.....	39
Figure 3. 2: Icône de prise en charge.	39
Figure 3. 3: Icône de charges.	40
Figure 3. 4: Application du maillage et de l'éventail de maillage à une semelle directe.....	41
Figure 3. 5: Icône de structurel.	41
Figure 3. 6: Jeux de Paramètres A et B (en haut) et relation entre les paramètres des deux jeux pour une section rectangulaire pleine d'épaisseur t en cm.	42
Figure 3. 7: Critères de rendement Carré et Diamant.	43
Figure 3. 8: Ensembles de paramètres A et B (en haut) et relation entre les paramètres des deux ensembles pour une section rectangulaire pleine d'épaisseur t en cm.....	44
Figure 3. 9: Présentation possibles de surface de charge de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales. Dans (a) et (b) l'ordre des contraintes principales est $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$ et dans (c) aucun ordre particulier n'est supposé (OptumG2).	45
Figure 3. 10: Surface de rupture.....	46
Figure 3. 11: Type d'analyse réalisées sous OPTUM.....	47
Figure 3. 12: Courbes charge-déplacement pour une semelle filante sur un matériau de Tresca utilisant des éléments inférieurs et de Gauss à 6 nœuds.	48
Figure 3. 13: Courbe charge-déplacement typique (à gauche) et Paramètres (Gestionnaire d'étapes).	49
Figure 3. 14: Une vue de la fenêtre du gestionnaire d'étapes.	50

Chapitre 4 : Étude paramétrique de l'effet du renforcement par géosynthétiques sur la capacité portante des fondations superficielles

Figure 4. 1: Présentation des cas étudiés.....	52
Figure 4. 2: Génération du modèle géométrique.....	53
Figure 4. 3: La géométrie du cas étudié.	53
Figure 4. 4: Après l'attribution des matériaux.	54

Figure 4. 5: Après l’attribution des charges.	55
Figure 4. 6: Paramètres de l’analyse Multiplier Elastoplastic avec adaptativité du maillage.	56
Figure 4. 7: Maillage utilisé dans l’analyse numérique.	56
Figure 4. 8: comparaison de la capacité portante (q) en fonction du rapport de tassement (s/B) issues de la présente étude avec les résultats de Kazi et al. 2015.	57
Figure 4. 9: Comparaison de la capacité portante (q) en fonction du rapport de tassement (s/B) pour les cas NR, $N = 1$ et $N = 2$ obtenus dans la présente étude.	58
Figure 4. 10: Les vecteurs de déplacements obtenus par la présente étude.	60
Figure 4. 11: les forces de traction obtenue par la présente étude.	61
Figure 4. 12: Courbes capacité portante - tassement avec $h = 0.3B$ et $b = 6B$; $\varphi=35^\circ$ pour différentes profondeurs des nappes de géosynthétique.	64
Figure 4. 13: Variations de (BCR) en fonction du rapport (u/B).	64
Figure 4. 14: analyse comparative des vecteurs de déplacement au moment de la rupture ultime (u/B).	66
Figure 4. 15: Courbes capacité portante - tassement avec $h = 0.3B$ et $u = 0.3B$; $\varphi=35^\circ$ pour différentes largeurs des nappes de géosynthétique.	67
Figure 4. 16: Variations de (BCR) en fonction du rapport (b/B).	67
Figure 4. 17: analyse comparative des forces de traction au moment de la rupture ultime(b/B).	69
Figure 4. 18: Courbes capacité portante - tassement avec $u = 0.3B$ et $b = 6B$; $\varphi=35^\circ$ pour différents espacements entre les deux nappes de géosynthétique.	70
Figure 4. 19: Variations de (BCR) en fonction du rapport (h/B).	70
Figure 4. 20: analyse comparative des vecteurs de déplacement au moment de la rupture ultime (h/B).	72
Figure 4. 21: Variation de la capacité portante (q) en fonction des rapports de tassement(s/B) avec $h/B = u/B = 0.3$ et $b = 6B$ pour différents nombres des nappes de géosynthétique.	74
Figure 4. 22: Variations de (BCR) en fonction du rapport (N).	74
Figure 4. 23: analyse comparative des vecteurs de déplacement au moment de la rupture ultime (N).	76
Figure 4. 24: Variation de la capacité portante (q) en fonction des rapports de tassement(s/B) avec $h/B = u/B = 0.3$ et $b = 6B$ pour différentes φ renforcé et non renforcé.	77
Figure 4. 25 : analyse comparative des vecteurs de déplacement au moment de la rupture ultime (φ).	78

Figure 4. 26: Variation de la capacité portante (q) en fonction des rapports de tassement(s/B) avec $h/B = u/B = 0.3$, $b = 6B$, $N=1$ et $\varphi = 35^\circ$ pour différentes D_f renforcé et non renforcé..... 79

Figure 4. 27: analyse comparative des vecteurs de déplacement au moment de la rupture ultime (D_f). 81

Figure 4. 28: Influence de la rigidité axiale de géosynthétique EA sur la capacité portante.. 82

Figure 4. 29: Variations de (BCR) en fonction de (EA). 82

Figure 4. 30: analyse comparative des vecteurs de déplacement au moment de la rupture ultime (EA)..... 84

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 1 : Fondations superficielles et leur capacité portante

Tableau 1.1: Coefficients de capacité portante de Terzaghi pour un cisaillement général..... 14

Chapitre 2 : Mécanismes de renforcement et méthodes de calcul analytiques

Tableau 2. 1: Classification des géosynthétiques. 23

Tableau 2. 2: Coefficients de la capacité portante dus au renforcement (Michalowski, 2004).
..... 37

Chapitre 3 : Modèles de comportement des sols et outils de calcul utilisés

Tableau 3. 1: Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb pour les ensembles A et B. 45

Chapitre 4 : Étude paramétrique de l'effet du renforcement par géosynthétiques sur la capacité portante des fondations superficielles

Tableau 4. 1: Programme d'essais réalisés. 62

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Depuis environ quarante ans, l'intégration des géosynthétiques est devenue une pratique courante en géotechnique. Ces matériaux flexibles sont utilisés pour améliorer les sols de faible qualité, rendant ainsi la construction possible sur ces terrains. L'insertion de couches géosynthétiques dans le sol confère aux matériaux composites une résistance à la traction accrue. Grâce à cela, les solutions de renforcement par géosynthétiques permettent non seulement d'exploiter des sols de qualité médiocre, mais s'avèrent également économiquement avantageuses.

Face à l'expansion urbaine et industrielle, les terrains propices à la construction se raréfient, poussant à l'utilisation de sols aux caractéristiques géotechniques défavorables. L'implantation d'infrastructures de génie civil sur ces sols à très faible portance pose des défis majeurs, notamment en raison des risques de tassements différentiels importants, tant pendant qu'après la construction des ouvrages.

Historiquement, les techniques de renforcement des sols impliquaient souvent la substitution partielle ou totale du sol de fondation. L'objectif était de répartir ou de transférer la charge de l'ouvrage vers des zones de sol plus étendues ou plus résistantes. Cependant, la diversité actuelle des produits géosynthétiques et des méthodes de construction associées offre aux ingénieurs la possibilité de proposer des solutions qui non seulement augmentent l'efficacité des techniques classiques, mais ouvrent parfois la voie à des approches entièrement nouvelles.

Notre recherche bibliographique a mis en évidence de nombreuses études, expérimentales et numériques, qui ont continué à affiner des approches économiques et pratiques pour l'utilisation du renforcement géosynthétique afin d'accroître la capacité portante du sol de fondation. Bien que le renforcement par nappes géosynthétiques horizontales ait été la méthode la plus courante au sein du massif de sol selon ces études, il est important de noter que la configuration du site ne permet pas toujours l'application de cette forme spécifique de renforcement.

Cette recherche se concentre sur l'utilisation du logiciel OPTUM_{G2} dans deux objectifs principaux : premièrement, améliorer la capacité portante et réduire le tassement des fondations superficielles ; et deuxièmement, développer une nouvelle technique de renforcement, notamment par l'intégration de géosynthétiques.

De plus, cette étude vise à approfondir la compréhension de l'impact de divers paramètres et variables sur la capacité portante du sol renforcé. Parmi ces paramètres figurent la profondeur, la largeur et la rigidité axiale du géosynthétique, la répartition de la force de traction le long de la nappe géosynthétique, ainsi que la pleine compréhension du mécanisme de rupture propre à ce type de sol amélioré.

La présente mémoire se contient de quatre chapitres ;

Le premier chapitre de ce travail se concentre sur l'établissement des bases théoriques essentielles. Nous y commencerons par définir les fondations superficielles et détaillerons les différents mécanismes de rupture qui peuvent les affecter. Par la suite, nous exposerons les méthodes de calcul variées utilisées pour déterminer la capacité portante de ces fondations.

Le deuxième chapitre propose une revue bibliographique exhaustive des études expérimentales, analytiques et numériques relatives à la capacité portante des sols de fondation renforcés par géosynthétiques.

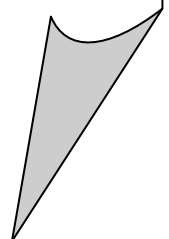
Le troisième chapitre s'intéresse à la présentation des principes de calcul du logiciel OPTUM_{G2}, lequel a servi aux simulations numériques. Il couvrira notamment l'explication de la méthode des champs aléatoires et des modèles de comportement implémentés, ainsi qu'une description détaillée des procédures de modélisation numérique utilisées.

Le quatrième chapitre est consacré à la validation de la procédure de simulation numérique de la capacité portante ultime d'une fondation superficielle, qu'elle repose sur un sable renforcé ou non. Cette validation est effectuée en comparant le modèle aux mesures expérimentales et aux résultats numériques déjà présents dans la littérature. Suite à cette validation, une étude paramétrique est également entreprise pour démontrer l'influence de certains paramètres sur le comportement des sols de fondation renforcés par plusieurs couches horizontales de géosynthétiques.

Les conclusions générales de ce travail sont présentées dans la dernière partie de ce mémoire.

Chapitre 1

Fondations superficielles
et leur capacité portante



1.1. Introduction

Les fondations superficielles, ou fondations directes, sont essentielles pour assurer la stabilité des constructions face aux charges. Elles transmettent directement les efforts aux couches superficielles du sol, à condition que celui-ci présente une capacité portante adéquate.

Le choix du type de fondation superficielle est déterminé par la résistance du sol et les sollicitations de la structure. Leur conception vise à garantir que la résistance du sol est suffisante pour supporter les charges transférées.

1.2. Comportement des fondations superficielles

Les fondations superficielles représentent la base de nombreuses constructions, assurant le transfert des charges de la structure vers le sol. Elles se caractérisent par un encastrement faible, ce qui signifie qu'elles reposent sur les couches supérieures du sol. Cette particularité les rend sensibles aux variations environnementales et aux actions humaines. Le dimensionnement de ces fondations nécessite une analyse précise des caractéristiques du sol, des charges appliquées et des dimensions de la fondation, en tenant compte du matériau utilisé et du mode de transmission des efforts, principalement par la base. Malgré leur simplicité apparente, leur conception requiert une expertise géotechnique pour garantir la stabilité et la durabilité de l'ouvrage ;

On dit une fondation superficielle si $D < 1,5 B$

D'où :

D : la profondeur de la fondation (la distance entre la surface du sol et la base de fondation)

B : la largeur de la fondation.

1.2.1. Typologie des fondations

On a trois types principaux ; Selon Frank R. 1999 :

- Les semelles filantes : généralement de largeur B modeste (au plus quelques mètres) et de grande longueur L ($L/B > 10$ pour fixer les idées).
- Les semelles isolées : dont les dimensions en plan B et L sont toutes deux au plus de quelques mètres ; cette catégorie inclut les semelles carrées ($B/L = 1$) et les semelles circulaires (de diamètre B).
- Les radiers ou dallages : de dimensions B et L importantes ; cette catégorie inclut les radiers généraux.

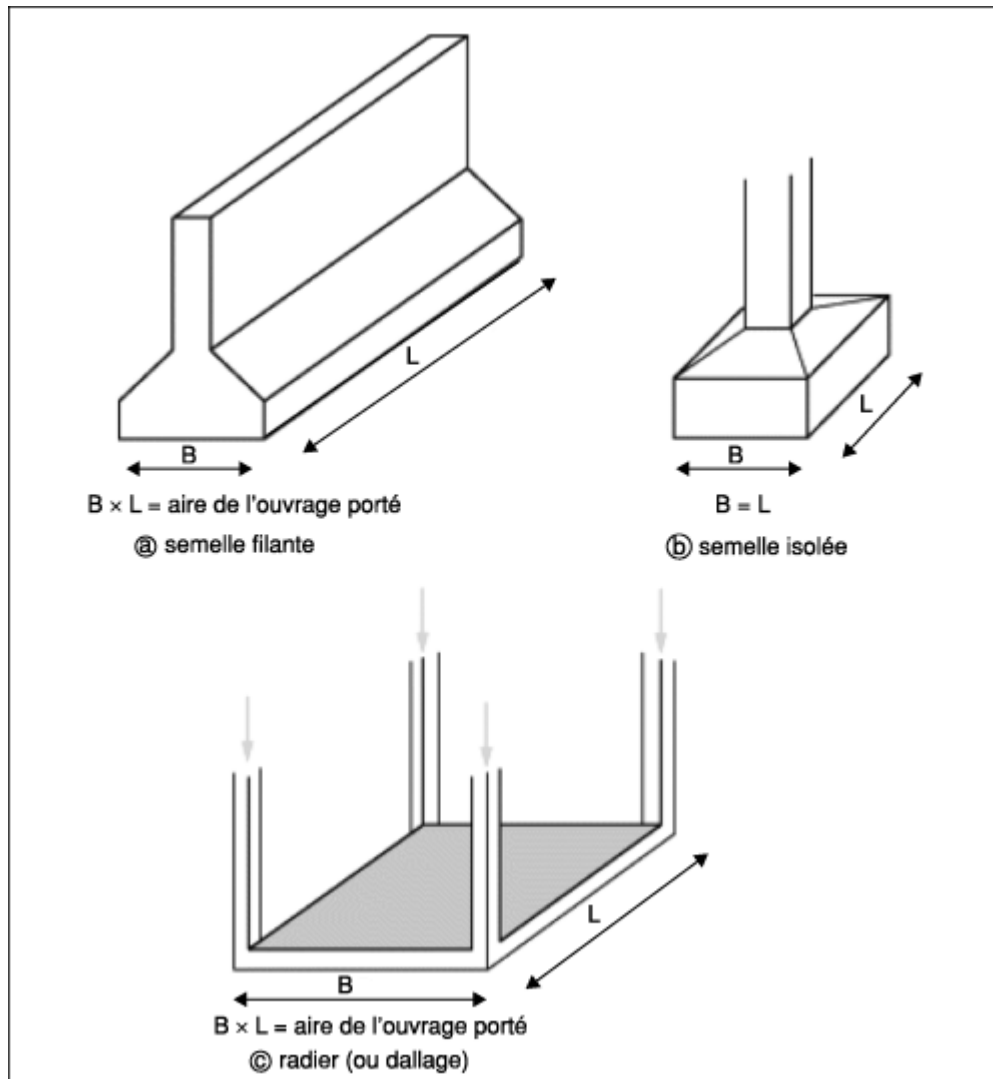


Figure 1.1 : Types de fondations superficielles (Frank R. 1999).

1.2.2. Comportement mécanique

L'ingénieur géotechnicien privilégie les fondations superficielles pour leur coût avantageux, sauf contraintes spécifiques du projet ou du sol. Il vérifie d'abord la capacité portante du sol superficiel à supporter les charges. Si celle-ci est suffisante et l'aire de la fondation raisonnable, il évalue le tassement sous charges d'exploitation, qui doit rester dans les limites admissibles. La capacité portante et le tassement sont donc les paramètres clés à analyser pour les fondations superficielles.

La figure 1.2 illustre la relation entre la charge appliquée et le tassement d'une fondation superficielle, mettant en évidence les concepts de capacité portante et de tassement. Une charge croissante, appliquée de manière quasi statique à une fondation de largeur B et de profondeur D , entraîne un tassement s , qui est mesuré en fonction de la charge Q .

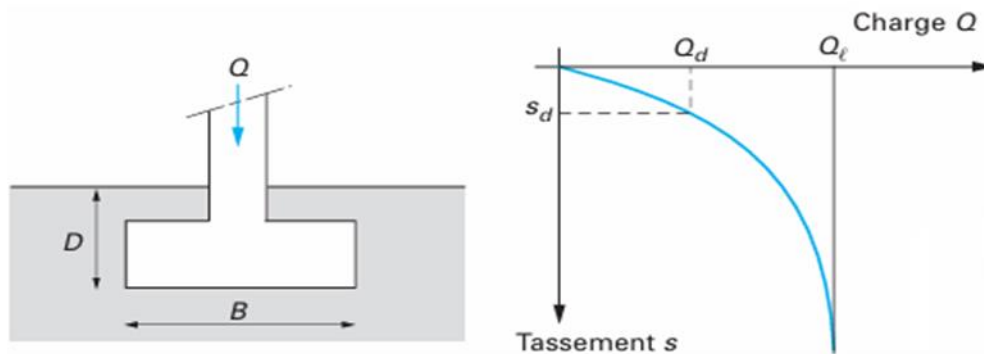


Figure 2.2 : Notations. Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle (Frank R. 1999).

Au début du chargement d'une fondation superficielle, le tassement augmente de manière linéaire avec la charge appliquée. Progressivement, le tassement devient non linéaire, indiquant la formation de zones plastiques dans le sol sous la fondation. À partir d'une certaine charge, un poinçonnement ou un tassement incontrôlé se produit, signalant que le sol ne peut plus supporter de charge supplémentaire. Cette charge correspond à la capacité portante de la fondation, également appelée charge limite, charge de rupture ou charge ultime.

Le dimensionnement approprié d'une fondation implique de s'assurer que la charge appliquée reste inférieure à cette limite, avec un coefficient de sécurité pour une marge supplémentaire, et que les tassements résultants sont acceptables. L'approche par états limites définit plusieurs charges admissibles, ou capacités portantes de calcul, en fonction des types de charges (Frank R. 1999).

1.2.3. Mécanismes de rupture

Selon les travaux de Vesic (1963), les mécanismes de rupture des fondations superficielles se manifestent sous trois formes distinctes : la rupture par cisaillement généralisé, la rupture par cisaillement localisé, et la rupture par poinçonnement. L'analyse expérimentale de Vesic (1963) a démontré que le type de mécanisme de rupture activé lors du chargement d'une fondation rigide est directement corrélé à la densité relative du sable constituant le sol de fondation.

a) *Rupture par cisaillement généralisé*

La figure 1.3 illustre une fondation superficielle, de largeur B , située à une profondeur d'encastrement D_f et reposant sur un sol de sable dense. Sous l'application d'une charge Q , augmentant progressivement, on observe, lorsque la charge atteint la valeur limite Q_u , un mécanisme de rupture par cisaillement généralisé. Ce phénomène se caractérise par une surface de rupture continue s'étendant du coin de la fondation jusqu'à la surface du sol. Dans ce contexte, la charge limite correspond à la valeur maximale de la contrainte.

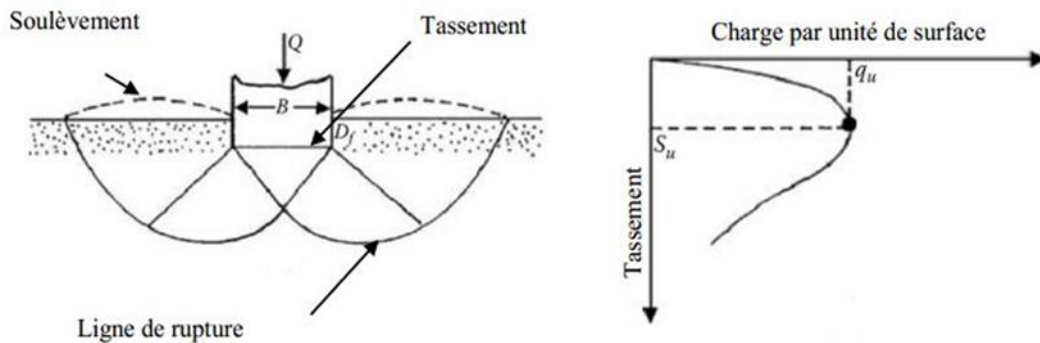


Figure 1.3 : Rupture par cisaillement généralisé (Vesic 1963).

b) *Rupture par cisaillement localisé*

Lorsqu'une fondation superficielle repose sur un sable lâche, elle présente une rupture par cisaillement localisé, marquée par un gonflement du sol à proximité et une surface de rupture ne remontant pas à la surface. La relation charge-déplacement, représentée graphiquement, permet d'évaluer la réponse de la fondation sous des charges progressives.

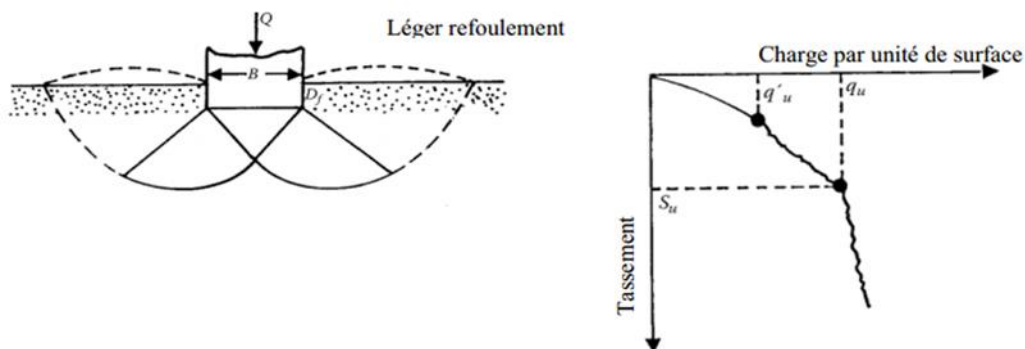


Figure 1.4 : Rupture par cisaillement localisé (Vesic 1963).

c) *Rupture par poinçonnement*

Sur un sable lâche, l'augmentation de la dimension ou de la profondeur d'une fondation tend à modifier le mode de rupture, passant d'un cisaillement généralisé à un poinçonnement. Dans ce cas, la courbe charge-tassement (Figure 1.5) ne montre pas de pic de charge. La capacité portante ultime (q_u) est définie par le point où le rapport $\Delta s/\Delta q$ atteint son maximum et se stabilise. La rupture par poinçonnement, caractérisée par une pénétration verticale de la fondation sans mobilisation du sol environnant, ne produit pas de surface de rupture atteignant la surface du sol (Vesic 1973).

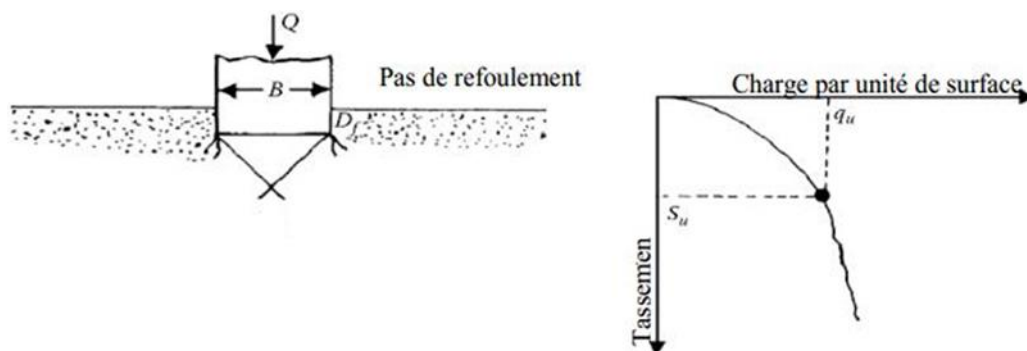


Figure 1.5: Rupture par poinçonnement (Vesic 1963).

La nature de rupture d'une fondation à charge ultime dépend de la rigidité et de la compressibilité du sol, du rapport la profondeur d'encastrement à la largeur (D_f/B) de la fondation, et du rapport la largeur à la longueur (B/L) de la fondation. *Vesic (1973)* a démontré cela par des essais sur modèles réduits, dont les résultats (Figure 1.6) montrent que la densité relative (D_r) et le rayon hydraulique (R) influencent le mode de rupture.

$$R = \frac{A}{P} \quad (1.1)$$

Où :

$A = B.L$: surface de la fondation

$P = 2(B + L)$: périmètre de la fondation

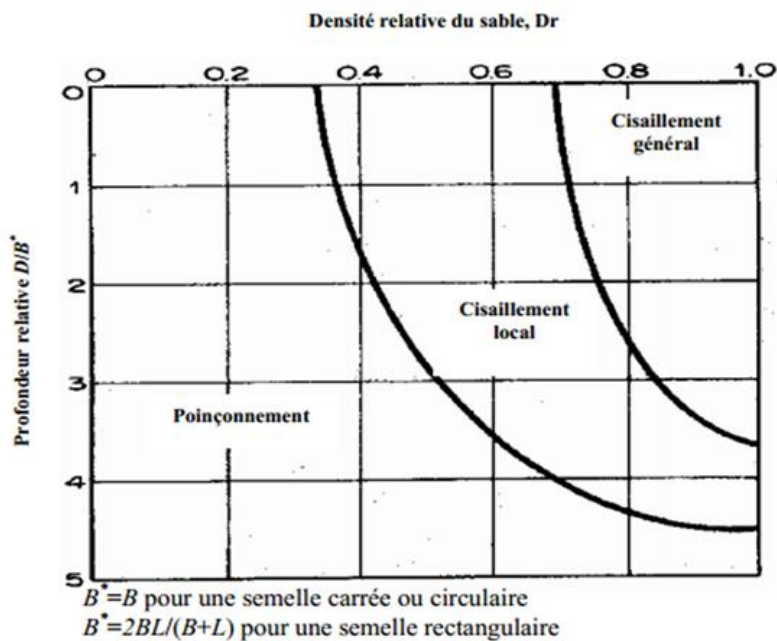


Figure 1.6 : Nature de la rupture d'une fondation dans un sable (Vesic 1963).

1.3. Théories de la capacité portante

L'analyse précise de la rupture des sols sous les fondations reste un défi en mécanique des sols, car il n'existe pas de modèle mathématique rigoureux capable de décrire ce phénomène complexe. Les méthodes actuelles reposent sur des simplifications, notamment concernant le comportement du sol et les déformations induites, ce qui limite leur précision par rapport aux observations réelles.

Malgré ces limitations, les comparaisons entre les résultats obtenus sur des modèles réduits et des fondations à grande échelle révèlent que les erreurs de prédiction de la capacité portante sont plus importantes que pour les problèmes de stabilité impliquant d'autres matériaux.

Les études de stabilité à la rupture, souvent désignées par le terme "cisaillement total", s'appuient sur l'hypothèse d'un comportement plastique idéal du sol. Cette hypothèse, initialement développée par Prandtl pour l'étude du poinçonnement des métaux, a été adaptée aux sols par des chercheurs tels que *Terzaghi*, *Meyerhof*, *Buisman*, *Caquot & Kérisel*, *De Beer & Vesic*... etc.

Leur approche générale consiste à analyser une fondation de longueur infinie et de largeur B , soumise à une pression moyenne qu sur un sol homogène de poids spécifique γ . La charge appliquée est verticale, constante et centrée sur la semelle, ce qui permet de simplifier le problème en une analyse bidimensionnelle.

1.3.1. Généralités sur la capacité portante

La mise en œuvre des fondations superficielles requiert l'adhésion à un corpus normatif précis, toutefois, la portance et le tassement de ces fondations sont indépendants du protocole d'exécution, contrairement aux fondations profondes. La capacité portante des fondations superficielles est influencée par des facteurs multiples :

- Les propriétés géotechniques du sol (homogénéité, cohésion, stratification).
- L'interaction sol-structure (modalités de contact).
- La géométrie de la fondation.
- Le type de sollicitation (charge axiale, excentrée, inclinée).
- La topographie du site (plan horizontal, incliné, en bord de talus).
- Les conditions hydrogéologiques (niveau de la nappe phréatique).

Bien que la réalisation des fondations superficielles soit réputée simple, leur dimensionnement requiert une analyse complexe, due à la multiplicité des paramètres et à la nécessité de modéliser avec précision le comportement mécanique des sols et des massifs rocheux. Un effort de recherche conséquent, s'étendant sur près d'un siècle, a été consacré à l'élaboration et à l'amélioration des méthodologies de calcul.

L'évolution des méthodes de calcul de la capacité portante des fondations a connu un développement progressif depuis le début du 20^e siècle. Les travaux de pionniers tels que *Terzaghi*, *Meyerhof*, *Brinch Hansen* et *Caquot* ont établi les fondements d'un ensemble de règles empiriques, validées par l'expérience et applicables à une vaste gamme de situations pratiques.

L'avènement de la théorie de la plasticité a introduit des outils d'analyse sophistiqués, offrant une perspective renouvelée sur les approches traditionnelles. Cependant, ces avancées théoriques n'ont pas encore entraîné de modifications substantielles dans les pratiques courantes des études de fondations.

L'analyse limite, et sa généralisation, fournissent des cadres théoriques pour l'estimation des charges limites, en utilisant des approches statiques et cinématiques. Sous certaines conditions, ces deux approches convergent vers une solution unique, qui satisfait à la fois les critères d'admissibilité statique et cinématique, assurant ainsi la cohérence avec les conditions aux limites.

Bien que les nouvelles méthodes d'analyse limite, en particulier l'approche cinématique, n'offrent pas d'avantages significatifs pour la résolution des problèmes de routine, elles présentent un potentiel considérable pour le traitement de problèmes géotechniques complexes,

qui dépassent les capacités des méthodes d'analyse conventionnelles. Ces problèmes incluent, par exemple, les analyses de stabilité dans des sols stratifiés complexes, les interactions sol-structure non linéaires, ou les analyses de rupture progressive.

1.3.2. Théorie de Terzaghi 1943

En 1943, *Terzaghi* a apporté des améliorations significatives à la solution proposée par *Prandtl* en 1920, afin de mieux refléter les conditions réelles des fondations. Ses modifications ont inclus la prise en compte de la rugosité de la fondation et du poids de la zone de rupture, deux facteurs cruciaux qui avaient été négligés dans le modèle initial de *Prandtl*.

Terzaghi est reconnu comme le pionnier dans le développement d'une théorie complète pour évaluer la capacité portante ultime des fondations superficielles. Sa méthode, connue sous le nom de "méthode de superposition de *Terzaghi*", repose sur la décomposition de la résistance du sol en trois composantes distinctes :

- La résistance du sol pulvérulent sous le niveau de la semelle : Cette composante prend en compte la résistance due au frottement interne et à la densité du sol situé directement sous la fondation.
- L'action des terres situées au-dessus du niveau de la fondation : Cette composante tient compte de la résistance apportée par le poids des terres situées au-dessus de la fondation, qui contribue à confiner le sol et à augmenter sa capacité portante.
- L'action de la cohésion : Cette composante prend en compte la résistance due aux forces de cohésion entre les particules du sol, qui est particulièrement importante pour les sols cohérents comme les argiles.

En superposant ces trois composantes, *Terzaghi* a développé une équation qui permet de calculer la charge limite, c'est-à-dire la charge maximale que la fondation peut supporter avant la rupture du sol.

Terzaghi a développé un modèle décrivant le mécanisme de rupture d'une fondation filante, c'est-à-dire une fondation de longueur infinie. Ce modèle, illustré par un schéma ce dessous (figure 1.7)

Terzaghi a fondé son analyse sur un ensemble d'hypothèses simplificatrices afin de développer son modèle de capacité portante pour les fondations filantes. Ces hypothèses sont les suivantes:

- a) Comportement élastique du coin sous la semelle : *Terzaghi* a supposé que le coin de sol situé directement sous la fondation se comporte de manière élastique, c'est-à-dire qu'il se déforme de manière réversible sous l'effet de la charge.

- b) Angle de rupture du coin actif : Il a postulé que l'angle des surfaces de rupture du coin actif est supérieur à $45^\circ + \varphi/2$, où φ est l'angle de frottement interne du sol. Cette hypothèse est basée sur la théorie des coins actifs de Rankine.
- c) Négligence de la résistance au cisaillement au-dessus du niveau de fondation : *Terzaghi* a ignoré la résistance au cisaillement du sol situé au-dessus du niveau de la fondation (D). Il a considéré que ce sol contribue uniquement en tant que surcharge, c'est-à-dire en augmentant la contrainte verticale sur le sol sous la fondation.
- d) Semelle rugueuse : Il a supposé que la semelle de la fondation est rugueuse, ce qui signifie qu'il existe une adhérence entre la semelle et le sol.

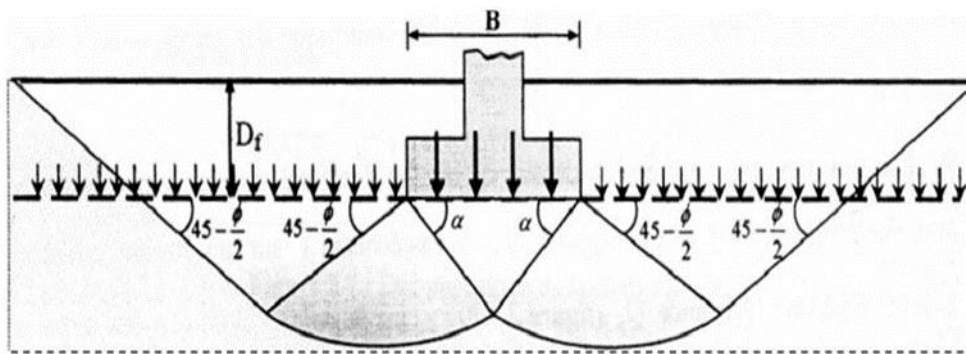


Figure 1.7: Mécanisme de rupture d'une fondation de base rugueuse (Terzaghi 1943).

Typiquement, après excavation, la semelle de fondation est positionnée à une profondeur D_f dans un sol de poids volumique γ et de surface horizontale. Le niveau de base de la semelle sert alors de plan de référence. Sur ce plan, on observe des contraintes de compression égales à Q_u/B sous la semelle et à $q_s = \gamma D_f$ à l'extérieur de celle-ci.

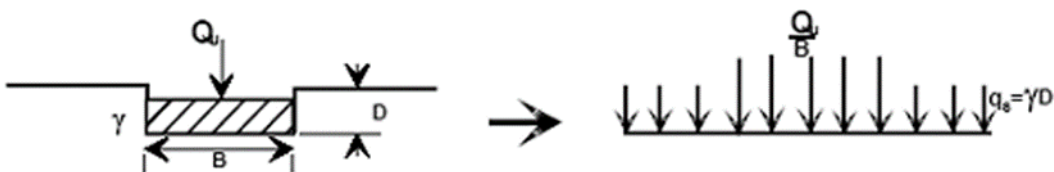


Figure 1.8: Schéma de principe de la théorie de Terzaghi.

Terzaghi a proposé une méthode simplifiée pour estimer la charge maximale qu'une fondation en surface peut supporter. Il a décomposé le problème en trois scénarios distincts, en considérant les propriétés du sol de manière isolée :

- Sol sans poids et sans cohésion : Dans ce cas, la capacité portante de la fondation dépend uniquement de la surcharge appliquée (q) et de l'angle de frottement interne du sol (φ). Cela

signifie que seule la pression extérieure et la résistance au cisaillement du sol granulaire sont pris en compte.

- Sol pesant, mais sans cohésion : Ici, on considère le poids du sol lui-même comme un facteur contribuant à la capacité portante, mais en négligeant la cohésion. Cela s'applique principalement aux sols granulaires comme le sable.
- Sol non pesant, mais cohérent : Dans ce scénario, on se concentre sur la cohésion du sol, une propriété qui lie les particules entre elles. Le poids du sol est ignoré. Cela s'applique principalement aux sols argileux.

En combinant les résultats obtenus pour chacun de ces trois scénarios, *Terzaghi* a fourni une estimation approximative de la charge maximale que la fondation peut supporter.

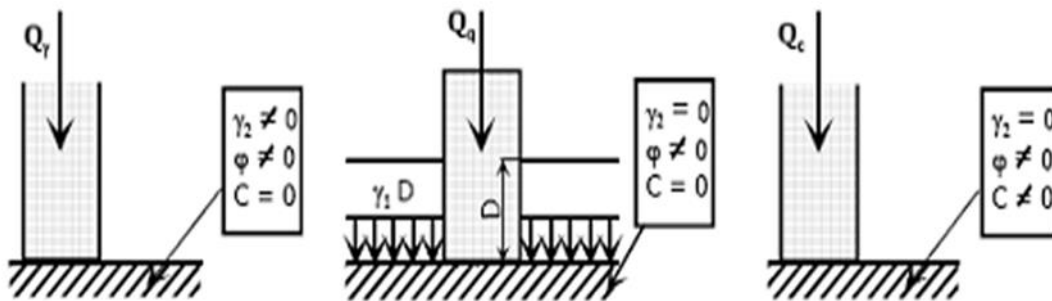


Figure 1.9: Méthode de superposition de Terzaghi.

Utilisant l'analyse d'équilibre, *Terzaghi* a exprimé la capacité portante ultime sous la forme :

$$q_u = c.N_c + q.N_q + 1/2 \cdot \gamma.N_\gamma \quad (1.2)$$

Où :

Les facteurs de portance N_c , N_q , N_γ sont des valeurs qui influencent directement la capacité portante d'une fondation. Ces facteurs sont uniquement déterminés par l'angle de frottement interne (φ) du sol situé sous la base de la fondation.

$$N_c = \cos \varphi \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \varphi/2)\tan\varphi}}{2 \cdot \cos^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})} - 1 \right] = \cot \varphi (N_q - 1) \quad (1.3)$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \varphi/2)\tan\varphi}}{2 \cdot \cos^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})} \quad (1.4)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_{py}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right) \tan \varphi \quad (1.5)$$

Avec :

K_{py} : est le coefficient de poussée des terres (passive)

N_c : Facteur de capacité portante, terme de cohésion.

N_q : Facteur de capacité portante, terme de profondeur.

N_γ : Facteur de capacité portante, terme de surface.

Cependant, l'utilisation de cette équation est limitée à des conditions spécifiques : elle ne s'applique qu'en cas de rupture générale du sol, pour des fondations longues et continues (semelles filantes), et lorsque la base de la fondation présente une surface rugueuse.

Dans sa théorie, *Terzaghi* décrit la zone de rupture sous la fondation comme étant divisée en trois parties distinctes (voir figure 1.10) :

- Zone triangulaire ACB : Située directement sous la fondation, cette zone est soumise à une forte compression. Le sol y est en état d'équilibre plastique et se déplace solidairement avec la fondation. Elle forme un coin triangulaire délimité par les points A, B et C, où les angles BAC et ABC sont égaux à l'angle de frottement interne du sol (φ).
- Zone de cisaillement radial BCF : Cette zone est caractérisée par un cisaillement radial, où la limite CF suit une spirale logarithmique définie par une fonction spécifique : $r = r_0 e^{\theta \tan \varphi}$
- Zone passive de *Rankine* BFD : Il s'agit d'une zone triangulaire où le sol est en état passif selon la théorie de *Rankine*.

Dans les zones de cisaillement radial et passif, les déformations et les contraintes de cisaillement sont importantes, ce qui conduit à une rupture généralisée sous ces trois zones. En dehors de ces zones, le sol est peu ou pas affecté par la rupture (*Salençon 1974*).

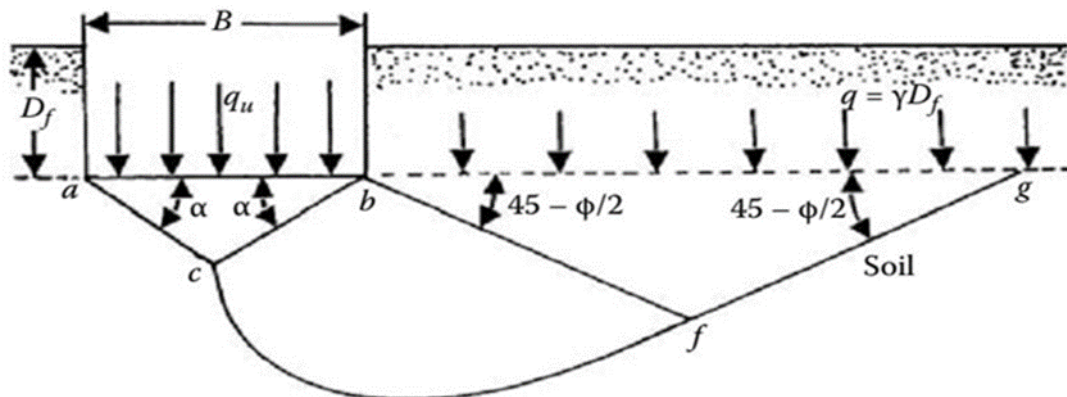
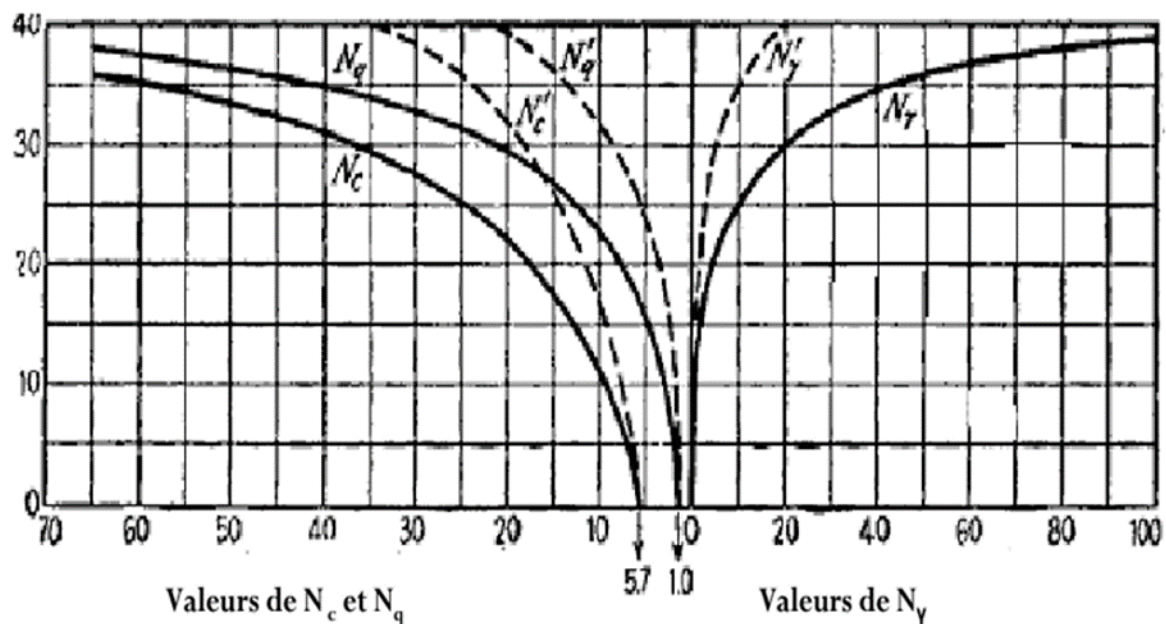


Figure 1.10: Modèle utilisé par Terzaghi pour la détermination des facteurs de portance.

Les valeurs des coefficients de capacité portante, en fonction de l'angle de frottement interne (φ), sont présentées dans le tableau 1.1 et sous forme graphique dans la figure 1.11.

Tableau 1.1: Coefficients de capacité portante de Terzaghi pour un cisaillement général.

φ	N_c	N_q	N_γ	φ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	11.35
2	6.30	1.22	0.18	28	31.61	17.81	15.15
4	6.97	1.49	0.38	30	37.16	22.46	19.73
6	7.73	1.81	0.62	32	44.04	28.52	27.49
8	8.60	2.21	0.91	34	52.64	36.51	36.96
10	9.61	2.69	1.25	36	63.53	47.16	51.70
12	10.76	3.29	1.70	38	77.50	61.55	73.47
14	12.11	4.02	2.23	40	95.67	81.27	100.39
16	13.68	4.92	2.94	42	119.67	108.75	165.69
18	15.52	6.04	3.87	44	151.95	147.74	248.29
20	11.69	7.44	4.97	46	196.22	204.20	426.96
22	20.27	9.19	6.91	48	258.29	287.86	742.61
24	23.36	11.40	8.85	50	347.52	415.16	1153.15

**Figure 1.11 :** Facteurs de capacité portante en fonction de φ (Terzaghi : fondation rugueuse).

Différents chercheurs ont abordé le calcul de la capacité portante en utilisant des hypothèses variées concernant la rugosité de la fondation et la forme de la zone de rupture. Malgré des divergences dans les valeurs obtenues, toutes ces études convergent vers la formule générale établie par *Terzaghi*.

Ainsi, la détermination de la capacité portante se résume à l'évaluation précise des facteurs de capacité portante (N_c, N_q, N_γ). Suite à la proposition de cette méthode, de nombreuses recherches ont été menées pour affiner le calcul de ces facteurs.

1.3.3. Théorie de Meyerhof (1963)

En 1951, *Meyerhof* a proposé une théorie pour calculer la capacité portante des fondations, qui s'applique aussi bien aux fondations superficielles que profondes, et ce, même pour des bases de fondation rugueuses. La Figure 1.12 illustre le mécanisme de rupture à la charge limite d'une fondation continue, tel que décrit par *Meyerhof* (1951).

Cette figure met en évidence trois zones distinctes :

- *abc* : une zone triangulaire élastique située directement sous la fondation.
- *bcd* : une zone de cisaillement radial, où la limite *cd* suit une spirale logarithmique.
- *bde* : une zone de cisaillement mixte, où le type de cisaillement varie entre un cisaillement radial et un cisaillement plan, en fonction de la profondeur et de la rugosité de la fondation.

La ligne *be* est définie comme la surface libre équivalente.

Les contraintes normales et de cisaillement agissant sur la surface *be* sont respectivement désignées par p_o et s_o . *Meyerhof* a utilisé le principe de superposition pour déterminer la contribution de la cohésion (c), de la contrainte normale (p_o), du poids volumique du sol (γ) et de l'angle de frottement interne (φ) à la capacité portante ultime (q_u) d'une fondation continue.

Cette capacité portante ultime est calculée à l'aide d'une formule spécifique :

$$q_u = \underbrace{c[(N_q - 1) \cot \varphi]}_{N_c} + q \underbrace{\left[\exp^{(\pi \tan \varphi)} \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) \right]}_{N_q} + \frac{1}{2} \gamma B \underbrace{[(N_q - 1) \tan (1.4\varphi)]}_{N_\gamma} \quad (1.6)$$

Où :

N_c, N_q et N_γ les facteurs de la capacité portante.

B : largeur de la fondation.

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \quad (1.7)$$

$$N_q = \exp^{(\pi \tan \varphi)} \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right) \quad (1.8)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1.4 \varphi) \quad (1.9)$$

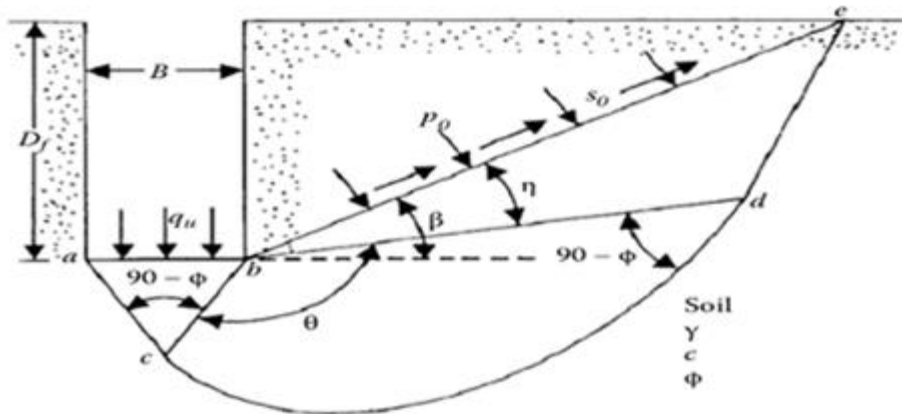


Figure 1.12: Les lignes de glissement pour une fondation superficielle rugueuse (Meyerhof 1951).

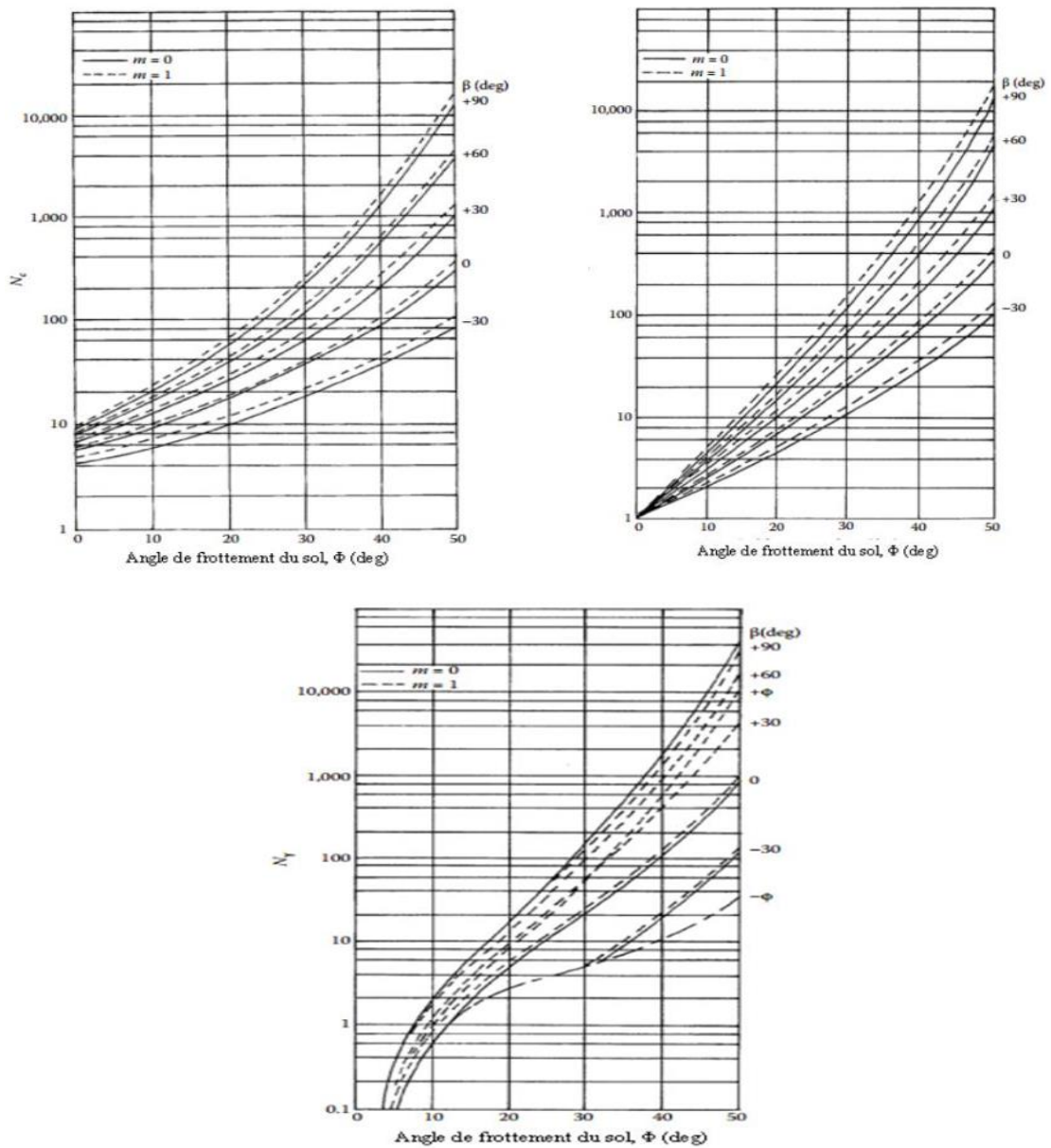


Figure 1.13: Facteurs de la capacité portante (Meyerhof 1951).

1.3.4. Théorie de Hansen (1970)

La méthode de *Brinch Hansen* pour évaluer la force portante des fondations superficielles diffère de celle de *Terzaghi* par un seul paramètre : la largeur de la fondation, prise égale à B au lieu de $2B$ dans l'équation de base.

Les trois facteurs de portance ont pour expressions :

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cot \varphi \\ N_q = \exp(\pi \tan \varphi) \tan^2 \left(\frac{\pi}{2} + \frac{\varphi}{2} \right) \\ N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \varphi \end{cases} \quad (1.10)$$

Les résultats obtenus à partir de la formule empirique de N_γ concordent bien avec les valeurs calculées par *Lundgren* et *Mortensen* (1953) en utilisant le mécanisme de rupture illustré à la Figure 1.14.

Cependant, l'addition directe des termes N_γ , N_q et N_c entraîne une sous-estimation de la capacité portante de la fondation, généralement inférieure à 20% (*Lundgren* et *Mortensen*, 1953). En 1961, *Hansen* a proposé une expression alternative pour N_γ :

$$N_\gamma = 1.8 (N_q - 1) \tan \varphi \quad (1.11)$$

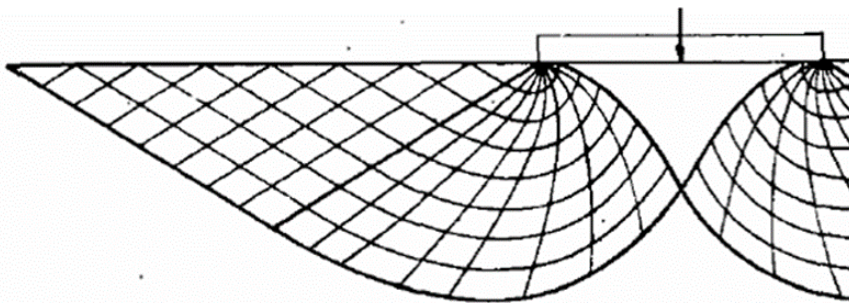


Figure 1.14: Mécanisme de rupture pour le calcul de N_γ (Lundgren et Mortensen 1953).

1.3.5. Théorie de Vesic (1973)

Dans son analyse de 1973, *Vesic* a passé en revue l'évolution du calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Il a rappelé que les premiers travaux sur le sujet, initiés par *Rankine* en 1857, avaient été compilés par *Terzaghi* dans son traité de 1925.

Vesic a ensuite examiné la méthode de calcul de la capacité portante par superposition, en utilisant les facteurs N_c et N_q de *Prandl* et *Reissner*. Concernant le facteur N_γ , il a noté que la

solution tabulée de *Caquot et Kérisel (1953)* pouvait être approchée avec une erreur inférieure à 10% dans l'intervalle d'angle de frottement interne $15^\circ < \varphi < 45^\circ$, et avec une erreur inférieure à 5% entre 20° et 40° , en utilisant l'expression suivante :

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \tan \varphi \quad (1.12)$$

L'estimation de la capacité portante par addition directe des trois termes est souvent inférieure aux valeurs réelles, avec un écart de 10 à 17 % pour des angles de frottement (φ) entre 30 et 40 degrés. Cependant, cette méthode est précise pour un angle de frottement nul ($\varphi = 0^\circ$). Selon l'auteur, l'utilisation de l'angle de frottement en déformations planes ne garantit pas une meilleure concordance avec les résultats observés. Une approche plus prometteuse serait de considérer la rupture progressive du sol sous différentes contraintes.

Pour ajuster les trois termes de l'équation (1.12), *Vesic* propose les coefficients correctifs suivants :

- Coefficients de forme :

$$\begin{cases} S_c = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c} = 1 + \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c - 1} \tan \varphi \\ S_q = 1 + \frac{B}{L} \tan \varphi \\ S_\gamma = 1 + 0.4 \frac{B}{L} \end{cases} \quad (1.13)$$

- Coefficients de profondeur (pour $D/B \leq 1$, d'après *Hansen 1970* :

$$\begin{cases} d_q = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D}{B} \\ d_\gamma = 1 \end{cases} \quad (1.14)$$

L'impact de la compressibilité du sol et de la taille de la fondation sur la capacité portante est examiné en détail. Il est observé que la résistance du sol diminue à mesure que la fondation s'élargit, un phénomène attribuable à trois facteurs principaux :

- La non-linéarité de l'enveloppe des cercles de Mohr.
- La progression graduelle de la rupture le long de la surface de rupture.
- La présence de zones de moindre résistance inhérentes aux sols naturels.

Cette diminution de la résistance est principalement liée au terme N_γ de l'équation de capacité portante. Des équations correctives sont proposées pour tenir compte de cet effet.

1.4. Conclusion

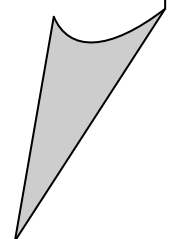
La conception et le dimensionnement des fondations superficielles sont cruciaux pour garantir la stabilité et la durabilité des ouvrages de génie civil.

Ce chapitre a exploré en détail les divers aspects liés à ces fondations, en mettant en lumière leur importance, leurs types, leurs mécanismes de rupture, ainsi que les méthodes de calcul de leur capacité portante et de tassement.

L'évaluation de la capacité portante des fondations constitue un enjeu primordial en mécanique des sols. Dans ce chapitre aussi a exposé les diverses méthodes de calcul utilisées à cet effet. Il est intéressant de souligner que les différentes approches théoriques convergent vers une structure commune, basée sur le principe de superposition établi par Terzaghi en 1943. Il arrive fréquemment que des fondations superficielles soient construites sur des sols cohérents ou des remblais caractérisés par une faible plasticité, ce qui se traduit par une capacité portante réduite et/ou des tassements importants. Afin de pallier les difficultés associées aux sols de faible portance, le renforcement des sols de fondation à l'aide de géosynthétiques est une solution envisageable, qui sera détaillée dans le chapitre suivant.

Chapitre 2

Mécanismes de renforcement et
méthodes de calcul analytiques



2.1. Introduction

Selon la norme NF EN ISO 10318, un géosynthétique est un matériau composé de polymères synthétiques ou naturels, présenté sous forme de nappes, de bandes ou de structures tridimensionnelles. Il est utilisé en contact avec le sol ou d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

L'amélioration des sols sous les fondations superficielles par renforcement géosynthétique est une technique géotechnique en pleine expansion. De nombreuses études ont démontré que l'intégration de géosynthétiques permet d'accroître significativement la capacité portante des sols et de réduire les tassements des fondations.

L'efficacité du renforcement par géosynthétiques sur la capacité portante est quantifiée par le rapport de capacité portante (*BCR*), un paramètre sans dimension. Le *BCR* représente le rapport entre la capacité portante d'un sol renforcé et celle d'un sol non renforcé. Les études expérimentales montrent que l'amélioration de la capacité portante est significative lorsque les géosynthétiques sont placés à une profondeur optimale sous la fondation. Au-delà de cette profondeur, l'effet du renforcement devient négligeable.

L'objectif principal de l'utilisation des géosynthétiques est d'améliorer la performance et la durabilité des ouvrages, tout en optimisant les coûts de construction et d'entretien.

2.2. Géosynthétiques et principes de renforcement des sols

Les géosynthétiques, comparables à l'armature en béton armé, apportent résistance et stabilité aux sols présentant une faible ou nulle résistance à la traction. Cette technique offre une alternative économiquement et techniquement avantageuse. Holtz 2001 rapporte que depuis les années 1970, où seulement quelques types de géosynthétiques étaient disponibles, le marché a explosé, offrant aujourd'hui plus de 600 produits différents et une consommation mondiale annuelle approchant le milliard de mètres carrés. En moins de trente ans (30 ans), les géosynthétiques ont transformé de nombreux aspects de la géotechnique, remplaçant parfois complètement les matériaux de construction traditionnels. Leur utilisation améliore considérablement la sécurité, les performances et réduit les coûts par rapport aux méthodes conventionnelles.

2.2.1. Définition

Les géosynthétiques sont des matériaux constitués de polymères synthétiques ou naturels, présentés sous forme de nappes, de bandes ou de structures tridimensionnelles, et utilisés en contact avec la terre ou d'autres matériaux dans les domaines de la géotechnique et du génie civil.

En accord avec la récente norme EN ISO 10318, ces matériaux sont utilisés dans des applications variées, notamment la construction routière, les travaux hydrauliques, les infrastructures ferroviaires et aéroportuaires, etc.

Ces matériaux sont fabriqués à partir de divers polymères, chacun offrant des avantages spécifiques :

- Polyester (PET) : Faible allongement et haute résistance à la traction (ténacité élevée).
- Polyvinyle alcool (PVA) : Allongement extrêmement faible et excellente résistance chimique.
- Polypropylène (PP) : Bonne résistance chimique et allongement acceptable.

2.2.2. Fonctions des géosynthétiques

Les géosynthétiques sont une gamme de matériaux polymères synthétiques conçus pour diverses applications en géotechnique, environnement, hydraulique et transport. Ils remplissent principalement les fonctions suivantes : séparation, filtration, drainage, renforcement, confinement de liquides/gaz et contrôle de l'érosion. Il est courant qu'un géosynthétique assure simultanément plusieurs de ces fonctions.

Dans cette étude, nous nous concentrons sur l'application des géosynthétiques en tant qu'éléments de renforcement. Selon la Société Internationale des Géosynthétiques, le renforcement consiste à intégrer un géosynthétique au sein d'un sol pour créer un composite aux propriétés mécaniques améliorées. Cette technique permet d'accroître la résistance à la traction des sols, rendant possible la construction de structures telles que les murs en sol renforcé, les remblais sur sols mous et les talus raides.

Les géosynthétiques, notamment les géogrilles, sont également utilisés pour sécuriser les zones sujettes à la formation de cavités sous les infrastructures de transport (routes, voies ferrées) ou dans les installations de stockage de déchets.

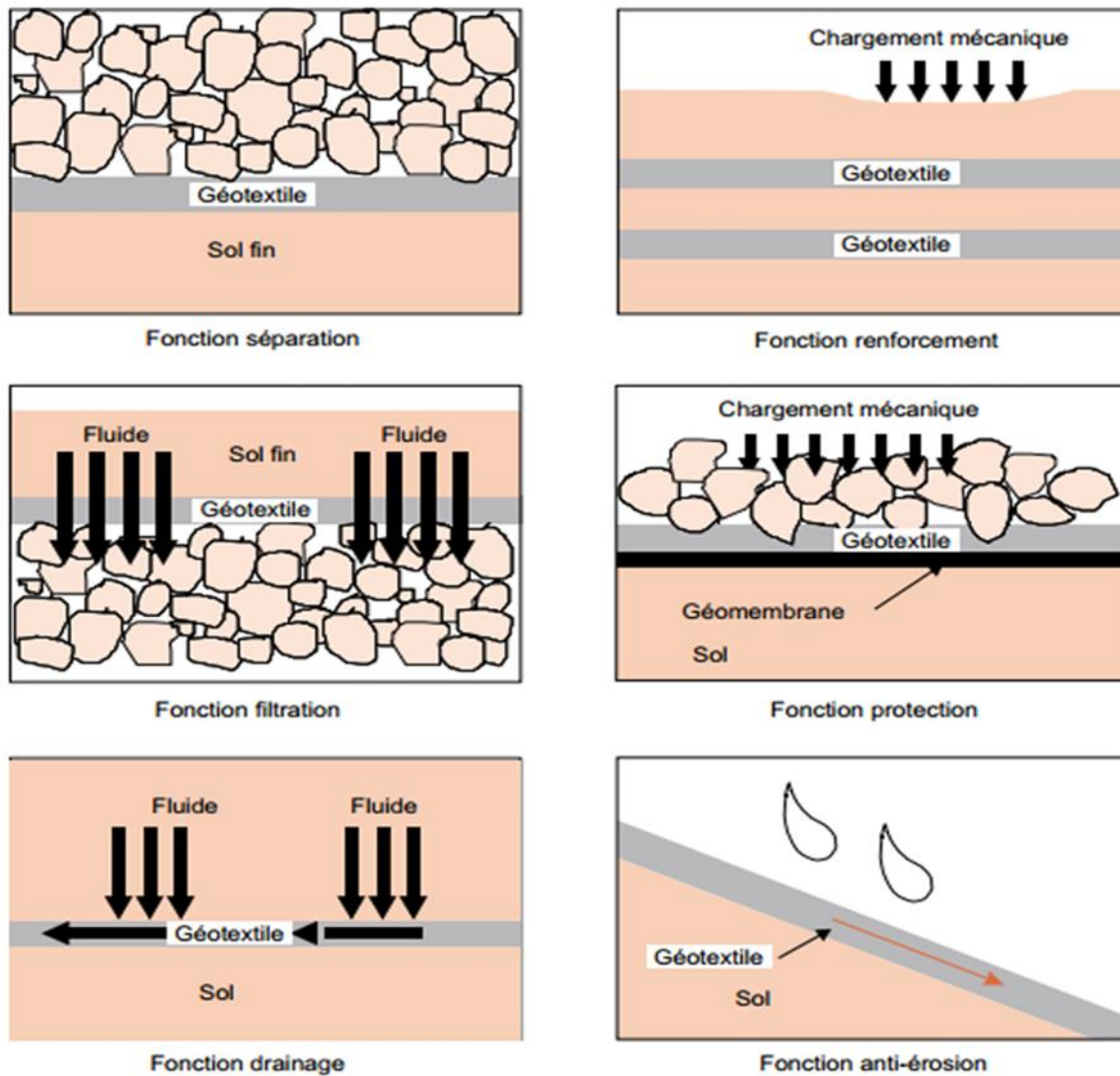

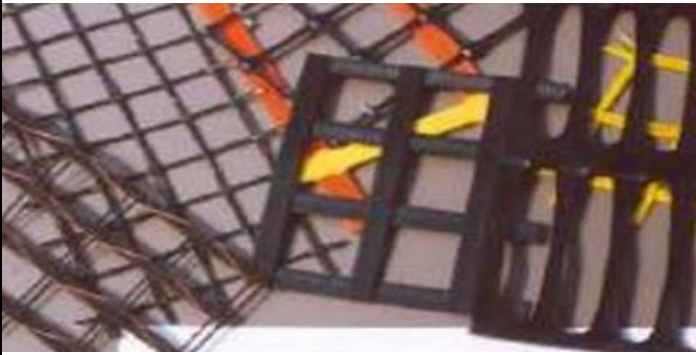
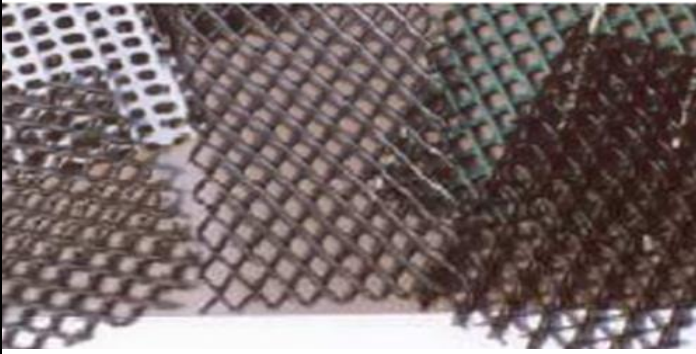


Figure 2. 1: Fonction des géosynthétiques.

2.2.3. Types des géosynthétiques

Les géosynthétiques, ces matériaux polymères utilisés dans les ouvrages de génie civil et de géotechnique, sont généralement regroupés en différentes catégories en fonction de leur procédé de fabrication. Le Tableau 2.1 répertorie les dénominations courantes attribuées à ces diverses classifications, permettant ainsi une identification claire de chaque type de géosynthétique selon sa méthode de production.

Tableau 2. 1: Classification des géosynthétiques.

Dénomination	Types de géosynthétique	Description
Les géotextiles		<p>Les géotextiles sont des matériaux plans, souples et perméables, fabriqués à partir de fibres ou de filaments polymères. Ils se présentent sous forme de nappes continues, similaires à des textiles, d'où leur nom.</p>
Les géogrilles		<p>Les géogrilles présentent des ouvertures régulières qui permettent l'interpénétration du sol, créant ainsi un effet de verrouillage mécanique.</p>
Les géofilets		<p>Des matériaux de type grille, avec une structure en treillis formée par deux séries de fils polymères extrudés, parallèles et croisés, offrant une porosité de surface pour le passage de débits importants de fluides ou de gaz.</p>

<p>Les géomembranes</p>		<p>Des feuilles souples et homogènes, composées de polymères synthétiques, offrant une résistance à la pénétration des liquides.</p>
<p>Les géocomposites</p>		<p>Des géosynthétiques combinés, résultant de l'assemblage de deux ou plusieurs types de géosynthétiques distincts, tels que les géotextiles-géogrilles ou les géomembranes-géofilet</p>
<p>Les géosynthétiques bentonitiques</p>		<p>Des barrières géosynthétiques argileuses (GBS), intégrant une couche de bentonite entre des géotextiles ou sur une géomembrane, avec des géotextiles souvent cousus ou aiguilletés pour améliorer la résistance au cisaillement.</p>

Les géotuyaux		Des systèmes de drainage en polymères, comprenant des tuyaux perforés ou pleins, conçus pour l'évacuation des liquides ou des gaz, avec une option de filtration géotextile pour les tuyaux perforés.
Les géosynthétiques alvéolaire		Des systèmes de confinement cellulaire géosynthétiques, constitués de réseaux tridimensionnels de bandes polymères jointes, formant des alvéoles remplies de matériaux, et utilisés pour le contrôle de l'érosion et le renforcement des sols.
Les blocs ou plaques de géomousses		Des géosynthétiques légers, constitués d'un réseau de cellules closes remplies de gaz, obtenus par l'expansion de mousse de polystyrène.

2.2.4. Applications les géosynthétique au renforcement des fondations

Les géosynthétiques de renforcement sont utilisés avec succès pour augmenter la capacité portante et réduire le tassement des fondations construites sur des sols à faible portance. De nombreux chercheurs ont étudié le comportement des sols de fondation renforcés par des géosynthétiques, dans le but de déterminer les paramètres géométriques et géotechniques qui influencent le plus l'augmentation de la capacité portante. Les résultats des essais expérimentaux et numériques ont montré que des améliorations significatives sont obtenues lorsque les nappes de géogrilles sont placées sous les fondations à une profondeur optimale. Au-delà de cette profondeur, l'amélioration devient négligeable.

L'influence du renforcement sur l'augmentation de la capacité portante est généralement exprimée par un paramètre sans dimension appelé le rapport de capacité portante (BCR). Le BCR est défini comme le rapport de la capacité portante du sol renforcé à celle du sol non renforcé. Cette mesure permet de quantifier l'efficacité du renforcement par géosynthétiques.

$$\left\{ \begin{array}{l} BCR_u = \frac{q_{u(R)}}{q_u} \\ BCR_s = \frac{q_R}{q} \end{array} \right. \quad (2.1)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} BCR_u = \frac{q_{u(R)}}{q_u} \\ BCR_s = \frac{q_R}{q} \end{array} \right. \quad (2.2)$$

Où :

BCR_u : rapport de la capacité portante du sol renforcé à celle du sol non renforcé, calculé à la charge ultime. En d'autres termes, il compare la charge maximale que le sol peut supporter avec et sans renforcement.

BCR_s : rapport de capacité portante correspondant à un tassement donné (s). Il compare les charges par unité de surface (q_R et q) agissant sur la fondation, avec et sans renforcement, pour un même tassement (s).

q_R : charge par unité de surface agissant sur la fondation renforcée.

q : charge par unité de surface agissant sur la fondation non renforcée.

s : tassement de la fondation correspondant à un sol non renforcé .

La figure 2.2 montre la nature générale des courbes chargement-tassement d'une fondation avec et sans renforcement.

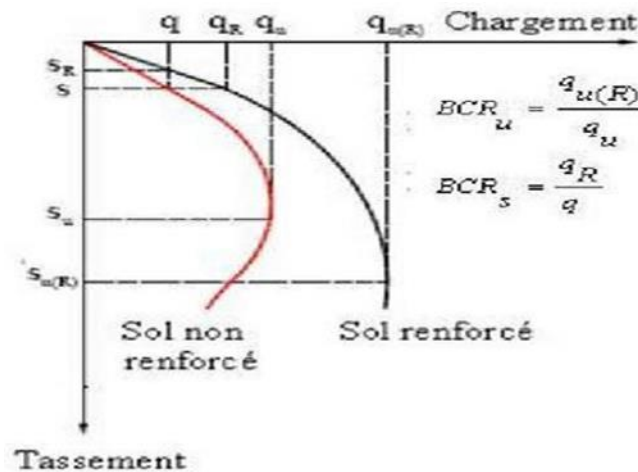


Figure 2. 2: Courbes chargement-tassement avec et sans renforcement.

L'objectif principal des recherches menées est d'identifier les paramètres géométriques et géotechniques ayant l'impact le plus significatif sur le rapport de capacité portante (BCR). Les résultats des essais expérimentaux disponibles dans la littérature scientifique ont démontré que l'insertion de nappes de géogrilles sous les fondations, à une profondeur spécifique, entraîne

une amélioration notable de la capacité portante. Cependant, au-delà de cette profondeur optimale, l'effet bénéfique du renforcement diminue considérablement.

Les paramètres étudiés par divers chercheurs incluent :

- Le nombre de nappes de renforcement (N) ;
- La distance entre la base de la fondation et la première nappe (u) ;
- La distance entre les nappes (h) ;
- La largeur des nappes (b) ;
- La longueur des nappes (l) ;
- La profondeur de renforcement (d) ;
- L'encastrement des fondations (D_f) ;
- Le type de géogrilles ;
- Le type de sol ;
- La forme de la fondation ;

Ces paramètres jouent un rôle crucial dans l'optimisation de l'efficacité des géogrilles pour améliorer la capacité portante et réduire le tassement des sols de fondation.

2.3. Méthodes analytiques d'évaluation de la capacité portante sur sol renforcé

Contrairement aux études expérimentales abondantes, l'analyse théorique de la capacité portante des fondations sur sol renforcé reste limitée. Les mécanismes de rupture des sols renforcés, tels qu'ils sont décrits dans la littérature, se classent en plusieurs catégories.

L'une de ces catégories est celle de la "frontière rigide" (figure 2.3). Dans ce cas, si la distance (u) entre la première couche de renforcement et la base de la fondation dépasse une certaine valeur, la couche de renforcement se comporte comme une frontière rigide. La rupture se produit alors au-dessus de cette couche. Ce mécanisme a été observé pour la première fois par *Binquet et Lee (1975b)* et confirmé par les études expérimentales de nombreux chercheurs ultérieurs (*Akinmusuru et Akinbolade, 1981; Mandal et Sah, 1992; Khing et al., 1993; Omar et al., 1993b; Ghosh et al., 2005*).

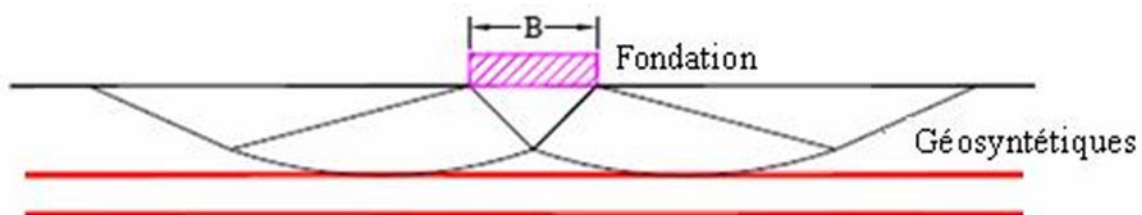


Figure 2. 3: Frontière rigide.

Un autre mécanisme de rupture observé dans les sols renforcés est l'effet de membrane (figure 2.4). Lorsque la charge est appliquée, le sol sous la fondation se tasse, ce qui déforme et tend les couches de renforcement. En raison de leur rigidité, ces couches se courbent, générant ainsi une force ascendante qui contribue à soutenir la charge.

Pour que cet effet de membrane se manifeste, un certain tassement doit se produire. De plus, les couches de renforcement doivent être suffisamment longues et rigides pour éviter la rupture par traction. *Binquet et Lee (1975b)* ont été parmi les premiers à exploiter ce mécanisme pour concevoir des fondations filantes sur sables renforcés. *Kumar et Saran (2003)* ont étendu cette approche aux fondations rectangulaires sur sables renforcés.

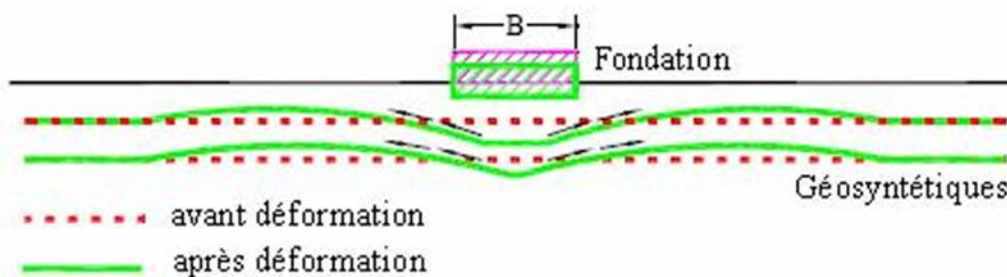


Figure 2. 4: Effet de membrane.

Aussi un autre mécanisme de rupture observé dans les sols renforcés est l'effet de confinement latéral (figure 2.5). Le déplacement relatif entre le sol et les couches de renforcement génère des forces de frottement à l'interface, ainsi qu'un enchevêtrement entre les matériaux. Cela limite la déformation latérale du sol renforcé, ce qui réduit également la déformation verticale. L'amélioration du confinement latéral augmente le module de compressibilité du sol, ce qui se traduit par une meilleure capacité portante. *Huang et Tatsuoka (1990)* ont démontré l'efficacité de ce mécanisme en utilisant des couches de renforcement courtes, de longueur (l) égale à la largeur de la fondation (B), pour renforcer du sable. *Michalowski (2004)* a appliqué ce mécanisme pour déduire une formule de calcul de la capacité portante des fondations filantes sur sols renforcés.

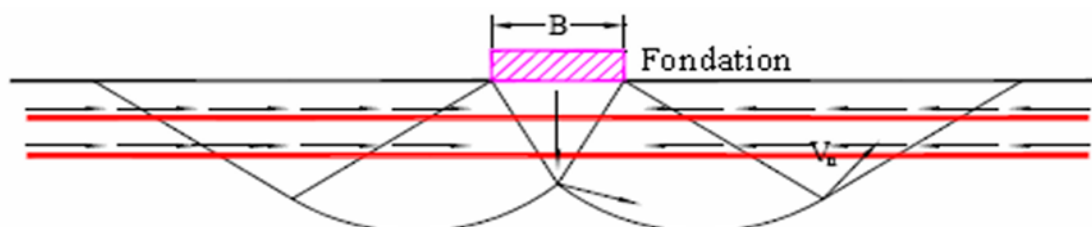
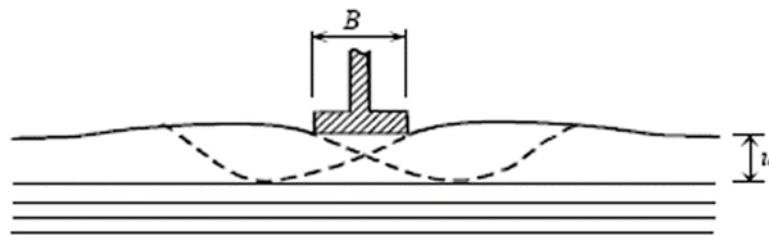


Figure 2. 5: Effet de confinement.

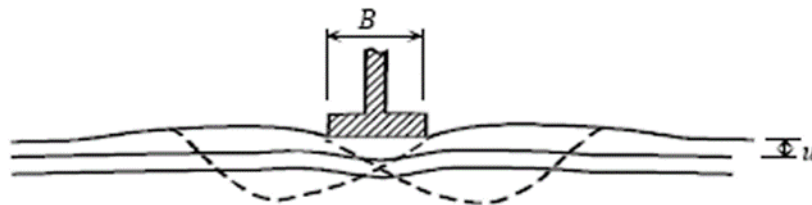
2.3.1. Méthode de Binquet et Lee

Binquet et Lee (1975b), basant leur analyse sur des essais en laboratoire avec des modèles réduits, ont identifié trois mécanismes de rupture possibles pour les sols renforcés, en fonction de la résistance à la traction et de la position des renforcements :

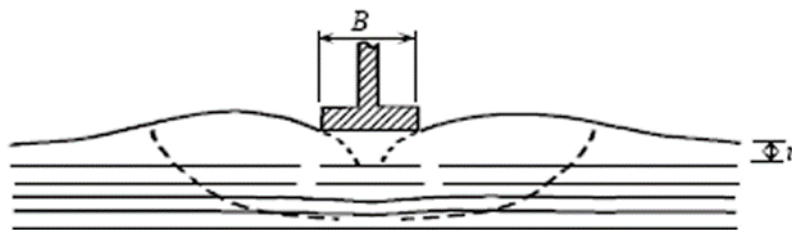
1. Rupture par cisaillement au-dessus du premier renforcement : Ce mécanisme se produit lorsque la distance (u) entre la base de la fondation et le premier renforcement dépasse $2B/3$ (figure 2.6a).
2. Rupture par extraction des renforcements : Ce type de rupture survient lorsque la distance (u) est inférieure à $2B/3$, que le nombre de renforcements est limité (2 ou 3), et que les renforcements sont courts (figure 2.6b).
3. Rupture par traction des renforcements : Ce mécanisme se manifeste lorsque la distance (u) est inférieure à $2B/3$, que le nombre de renforcements est d'au moins 4, et que les renforcements sont longs (figure 2.6c).



a) $u/B > 2/3$ Rupture au-dessus des nappes de renforcement.



b) $u/B < 2/3$ & $N < 2$ ou 3, Rupture par extraction des nappes.



c) $u/B < 2/3$, longues nappes et $N > 4$: Rupture par traction les nappes de renforcement supérieures se cassent.

Figure 2. 6: Les trois mécanismes possibles de rupture des sols renforcés (Binquet et Lee, 1975b).

Binquet et Lee (1975b) ont développé une méthode de conception pour les fondations filantes sur sables renforcés, en se basant sur les mécanismes de rupture par extraction et traction. La figure ce dessous illustre la distribution des contraintes dans le sol selon cette méthode.

La méthode suppose que la zone (1), située directement sous la fondation, subit un tassement simultané avec la fondation sous l'effet de la charge. Les zones (2), situées de part et d'autre de la zone (1), sont sujettes à un déplacement du sol vers l'extérieur et vers le haut. Les points a , c , a' et c' , qui délimitent les zones (1) et (2), sont déterminés en reliant les points où la contrainte

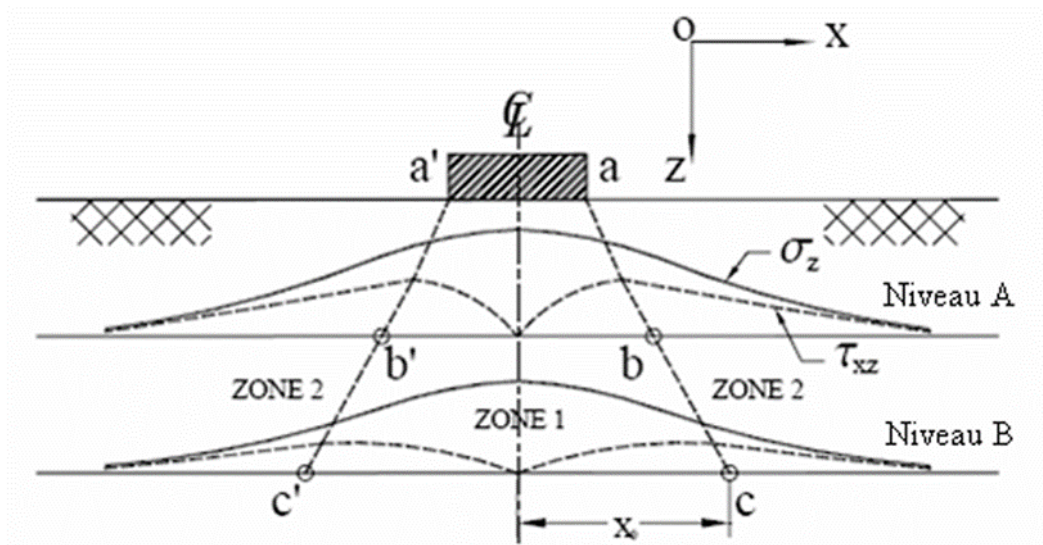


Figure 2. 7: Distribution des contraintes au-dessous d'une fondation filante reposant sur un sol renforcé (Binquet et Lee, 1975b).

Après déformation, Binquet et Lee ont observé que le renforcement situé aux points délimitant les zones (1) et (2) adopte la forme illustrée à la figure 2.8b. L'analyse de l'équilibre des forces sur l'élément $ABCD$, dans le cas d'un sol non renforcé (figure 2.8a), sert de point de comparaison.

Peut s'écrire comme suit :

$$F_t - F_b - S = 0 \quad (2.3)$$

Où :

F_t et F_b : sont les forces normales verticales agissant respectivement sur la face supérieure et inférieure de l'élément $ABCD$.

S : est la force de cisaillement agissant sur le côté de l'élément.

L'équilibre des forces sur l'élément $ABCD$, dans le cas du sol renforcé (Figure 2.12b) ;

Peut s'écrire comme suit :

$$F_{tr} - F_{br} - S_r - T_t = 0 \quad (2.4)$$

Où :

Les forces agissant sur l'élément $ABCD$ sont définies comme suit :

- F_{tr} : force normale verticale s'exerçant sur la face supérieure de l'élément.
- F_{br} : force normale verticale s'exerçant sur la face inférieure de l'élément.
- S : force de cisaillement agissant sur le côté de l'élément.
- T_t : force de traction développée dans les couches de renforcement.

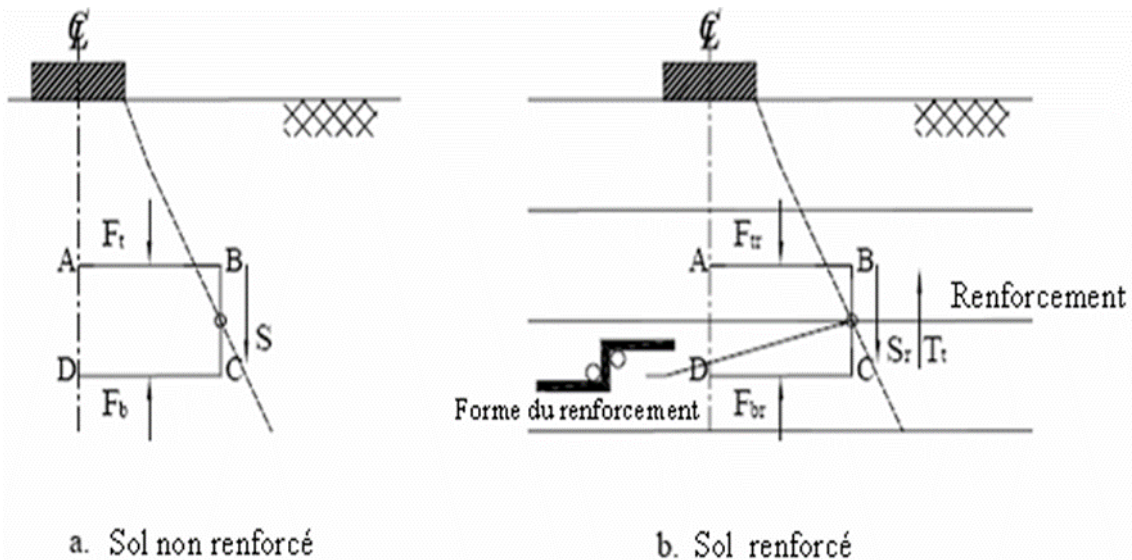


Figure 2. 8: Composantes des forces dans le sol non renforcé et renforcé (Binquet et Lee, 1975b).

Pour le même tassement ($F_b = F_{br}$) :

$$T_t = F_{br} - F_t - S_r + S \quad (2.5)$$

En appliquant la théorie de *Boussinesq*, *Binquet et Lee (1975b)* ont établi une relation permettant de calculer la force de traction T_t développée dans les renforcements à n'importe quelle profondeur z .

$$T_t(z, N) = \frac{1}{N} \left[j \left(\frac{z}{B} \right) B - I \left(\frac{z}{B} \right) h \right] q_0 \left(\frac{q_r}{q_0} - 1 \right) \quad (2.6)$$

Les paramètres suivants sont utilisés pour déterminer la force de traction T_t dans les couches de renforcement :

- z : profondeur de la couche de renforcement.
- N : nombre total de couches de renforcement.
- h : espacement vertical entre les couches de renforcement.
- B : largeur de la fondation.
- q_0 : capacité portante du sol non renforcé.
- q_r : capacité portante du sol renforcé.
- I et J : facteurs de force adimensionnels, calculés à l'aide des formules suivantes :

Où :

$$J\left(\frac{z}{B}\right) = \frac{\int_0^{x_0} s_z\left(\frac{z}{B}\right) dx}{qr B} ; \quad I\left(\frac{z}{B}\right) = \frac{\tau_{xz} \max\left(\frac{z}{B}\right)}{qr} \quad (2.7)$$

- X_0 : distance du point où la contrainte de cisaillement τ_{xz} est maximale.
- s_z : contrainte verticale à la profondeur z .
- $\tau_{xz} (max)$: contrainte de cisaillement maximale à la profondeur z .

De plus, ils ont défini la résistance admissible à la traction (R_y) et la résistance à l'extraction (T_f) des renforcements comme suit :

Où :

w : est la largeur des barres .

$$R_y = \frac{w NR t f_y}{FS_y} \quad (2.8)$$

$$T_f(z) = 2 f LDR \left[M \left(\frac{z}{B} \right) B q_0 \left(\frac{q R}{q_0} \right) + y (L_0 - X_0)(z + D) \right] \quad (2.9)$$

t : est l'épaisseur des barres .

NR : est le nombre de barres, le produit de w et NR s'appelle densité linéaire de renforcement (LDR).

f_y : est la résistance à la rupture du matériau constituant les nappes.

FS_y : est le facteur de sécurité à la rupture du matériau constituant les barres vis-à-vis de l'extraction.

F : est le coefficient du frottement exprimé comme ($\tan F_F/FS_F$).

F_F : est l'angle de frottement à l'interface sol-renforcement.

M : est un facteur de force sans unité.

2.3.2. Méthode de Huang et Tatsuoka

Huang et *Tatsu* (1990), basant leur analyse sur des essais en laboratoire avec des modèles réduits de fondations filantes sur sables renforcés, ont identifié deux types de rupture :

1. Rupture locale sous la zone renforcée : Ce type de rupture se produit dans la zone non renforcée située directement sous la zone renforcée (figure 2.9a).
2. Rupture locale au sein de la zone renforcée : Ce type de rupture implique généralement une défaillance des renforcements par extraction, traction ou compression du sol (figure 2.9b).

Ils ont également développé une méthode simplifiée pour estimer l'augmentation de la capacité portante (Δq) des fondations filantes sur sols renforcés.

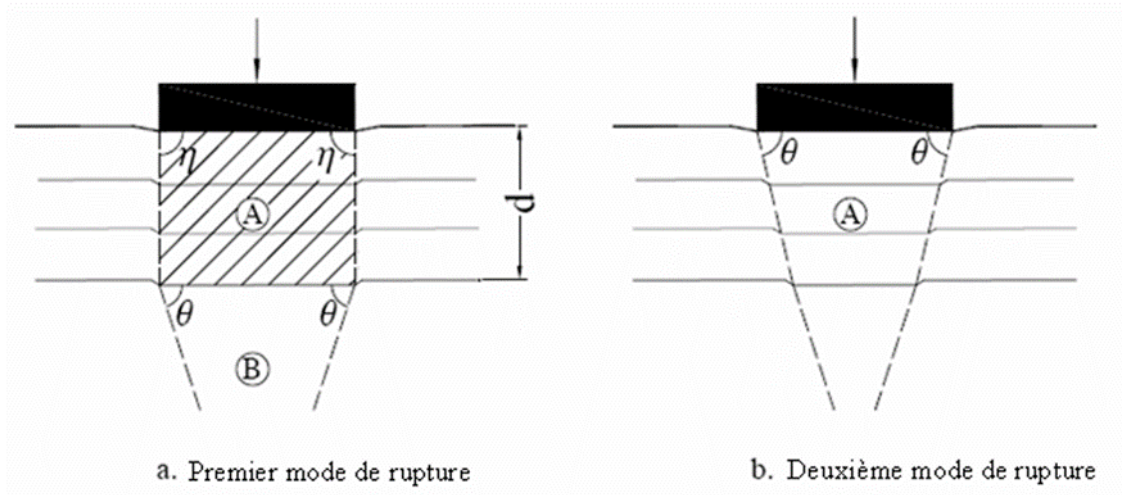


Figure 2. 9: Les deux modes possibles de rupture des sables renforcés (Huang et Tatsuoka, 1990).

2.3.3. Méthode de Huang et Menq

Huang et Menq (1997) ont mené une étude approfondie sur la capacité portante des sables renforcés par une couche horizontale, en réalisant 105 essais sur modèles réduits. Cette étude s'appuie sur deux mécanismes de rupture, illustrés à la Figure 2.10. Selon ces mécanismes, deux effets contribuent à l'amélioration de la capacité portante : l'effet de semelle et l'effet de dalle large. À partir de leurs résultats, ils ont proposé une formule pour calculer la capacité portante ultime, basée sur le mécanisme de dalle large.

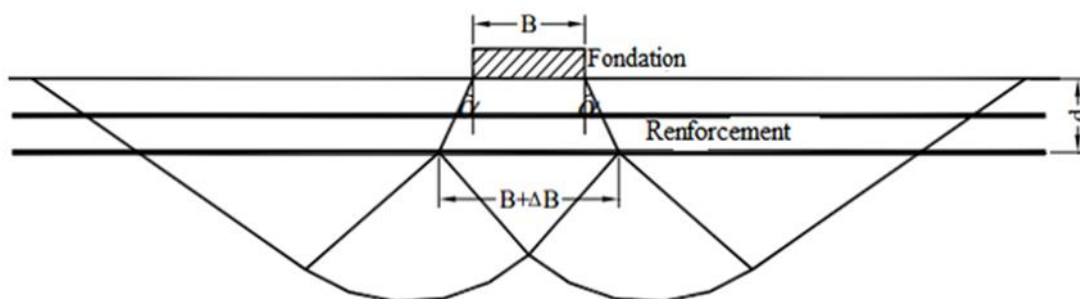


Figure 2. 10: Mécanisme de rupture des sols renforcés (Huang et Menq, 1997).

$$q_{u(R)} = \eta \times \gamma \times (B + \Delta B) \times N_\gamma + \gamma \times d \times N_q \quad (2.10)$$

$$\Delta B = (2xd) \tan a$$

$q_{u(R)}$: Capacité portante du sol renforcé.

η : Coefficient dépendant de la forme de la fondation.

γ : Poids volumique du sol .

B : Largeur de la fondation.

$N\gamma$ et Nq : Facteurs de la capacité portante.

d : Profondeur totale de renforcement.

ΔB : Augmentation de la largeur de la fondation due à l'introduction des nappes de renforcement.

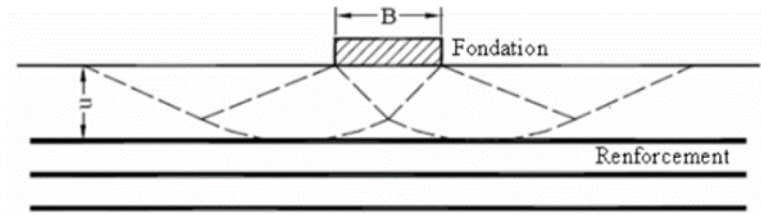
a : Angle de distribution des contraintes.

Huang et Menq (1997), en analysant des données expérimentales provenant de diverses études, ont établi une équation pour estimer l'angle de distribution des contraintes dans le sol.

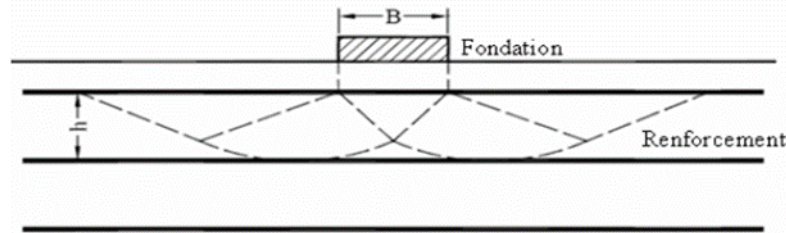
2.3.4. Méthode de Wayne et al.

Wayne et al. (1998) ont identifié quatre modes de rupture possibles pour les fondations sur sols renforcés, comme illustré à la figure 2.11 Le mode de rupture observé dépend de la position des renforcements et des caractéristiques du sol.

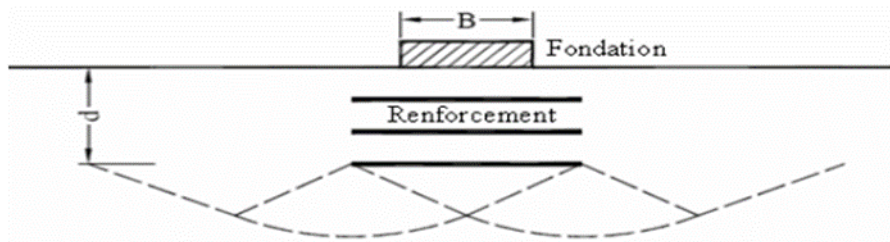
- Rupture par effet de frontière rigide (figure 2.11a) :
 - Si la distance verticale (u) entre la première couche de renforcement et la base de la fondation dépasse une valeur critique, le renforcement agit comme une frontière rigide et la rupture se produit au-dessus.
 - Ce type de rupture peut être évité en plaçant la couche de renforcement supérieure près de la fondation.
- Rupture entre les couches de renforcement (figure 2.11b) :
 - Si l'espacement vertical (h) entre les couches de renforcement est trop important, la rupture se produit entre ces couches.
 - Un espacement vertical approprié permet d'éviter ce mode de rupture.
- Rupture par poinçonnement dans la zone renforcée (figure 2.11c) :
 - Ce mode de rupture se produit lorsque les renforcements sont trop courts et que la zone renforcée est très rigide.
 - Dans ce cas, la masse de sol renforcé se comporte comme une fondation profonde rigide, et l'épaisseur de la zone renforcée équivaut à la profondeur d'encastrement de la fondation.



(a) Rupture au-dessus des nappes de renforcement.



(b) Rupture entre les nappes de renforcement.



(c) Rupture à travers la zone renforcée.

Figure 2. 11: Modes possibles de rupture des sols renforcés (Wayne et al, 1998).

2.3.5. Méthode de Michalowski

Michalowski (2004) a mené des analyses de stabilité sur des sols renforcés, en considérant deux modes de rupture : l'extraction et la traction. En appliquant le principe de superposition à ses analyses, il a proposé des formules pour calculer la capacité portante des fondations filantes sur sols renforcés par des géosynthétiques.

1) Pour une rupture par traction :

$$p = cN_c + q N_q + \frac{1}{2} g B N_\gamma + K_t M'_r \quad (2.11)$$

$$\begin{cases} K_t = \frac{Tt}{h} \\ M'_r = (1 + \sin f) e^{\left(\frac{p}{2} + f\right) \tan f} \end{cases} \quad (2.12)$$

Où :

T_t : est la résistance à la traction du renforcement, h est la distance verticale entre les nappes de renforcement.

2) Pour une rupture par extraction :

2.a) Une seule nappe de renforcement :

$$P = \frac{1}{1 - m \frac{u}{B} M_p} [c (N_c + f M_c) + q (N_q + m M_q) g B (\frac{1}{2} N_\gamma + m \frac{d}{B} M_\gamma)] \quad (2.13)$$

M_C , M_q , M_γ et M_p : sont des coefficients de la capacité portante dus au renforcement.

$$\begin{cases} N_c = (N_q - 1) \cot f \\ N_q = \tan^2 \left(\frac{p}{4} + \frac{f}{2} \right) e^{p \tan f} \\ N_\gamma = e^{0.66 + 5.11 \tan f} \tan f \end{cases} \quad (2.14)$$

Où :

m : est le coefficient de frottement à l'interface sol-renforcement .

u : est la profondeur du renforcement .

B : est la largeur de la fondation.

c et f : sont respectivement la cohésion et l'angle interne de frottement du sol .

q : est la surcharge .

γ : est le poids volumique du sol .

2.b) Plusieurs nappes de renforcement :

$$p = \frac{1}{1 - m M_p \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{B}} [c (N_c + n f_c M_c) + q (N_q + n m M_q) + g B (\frac{1}{2} N_\gamma + m M_\gamma \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{B})] \quad (2.15)$$

Où :

n : est le nombre de nappes .

d_i : est la profondeur de renforcement de i nappes avec $d_i = n(i-1)h$.

h : est la distance verticale entre les nappes de renforcement.

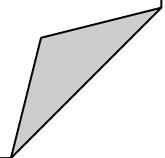
f_c : est le rapport de la cohésion d'interface sol-renforcement à la cohésion du sol.

Les analyses numériques de Michalowski (2004) ont démontré que le positionnement optimal des renforcements, maximisant leur efficacité, se situe au-dessus des points B et C (figure 2.12).

Les expressions approximatives des coefficients de capacité portante pour cette configuration sont présentées dans le tableau 2.2 de Michalowski (2004).

Chapitre 3

Modèles de comportement des
sols et outils de calcul utilisés



3.1. Introduction

Le renforcement des sols avec des géosynthétiques en contexte urbain représente un défi complexe, marqué par des interactions sol-structure à plusieurs échelles. On observe, d'une part, une interaction entre la fondation et le massif de sol, et d'autre part, une interaction entre ce massif et le renforcement. Face à cette complexité, l'utilisation d'un outil numérique pertinent s'avère indispensable pour appréhender le comportement global de ces ouvrages. La variété des matériaux employés et la non-linéarité de leurs propriétés exigent une modélisation rigoureuse des divers systèmes de renforcement envisagés, afin de mieux comprendre les mécanismes de rupture potentiels.

Ce chapitre expose les fondements du code de calcul OPTUM, l'outil privilégié pour nos simulations, et détaille les différents éléments structurels intégrés dans nos analyses numériques.

3.2. Présentation de l'outil OPTUM G2

OPTUM est un logiciel puissant basé sur la méthode des éléments finis, spécialement conçu pour l'analyse bidimensionnelle des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques. Les projets géotechniques exigent souvent l'utilisation de modèles de comportement sophistiqués pour simuler la complexité des sols et des roches, incluant leur non-linéarité, leur dépendance au temps et leur anisotropie. Au-delà de la modélisation du sol lui-même, de nombreux projets nécessitent également la prise en compte des structures et de leur interaction avec le terrain.

Modules disponibles

- OPTUM G2 : Analyse 2D (déformation plane et axisymétrique)
- OPTUM G3 : Analyse 3D
- OPTUM Cs : Calcul des structures en béton (murs, dalles)

Avantages

- Approche par analyse limite (formulations cinématique et statique)
- Large choix de modèles de sol
- Modélisation des structures et renforcements
- Interface intuitive avec visualisation des champs de contrainte

3.2.1. Géométrie

- Point : L'outil Point permet l'ajout précis de points en entrant leurs coordonnées X et Y , ou de manière interactive en cliquant sur la zone de dessin.

- Lignes : La fonctionnalité Lignes permet de dessiner des segments rectilignes entre deux points sélectionnés, et offre également la création de formes linéaires plus complexes comme des arcs et des splines.
- Surfaces : L'outil Surfaces est utilisé pour délimiter des régions fermées, essentielles pour représenter les différentes strates de sol ou les éléments structurels.
- Objets prédéfinis : Une bibliothèque d'objets géométriques courants (rectangles, cercles, polygones) est disponible pour une insertion rapide dans le modèle.
- Outils d'édition : Un ensemble d'outils d'édition permet de modifier facilement les éléments dessinés, que ce soit en les déplaçant, les dupliquant, les supprimant, en divisant des lignes ou en combinant des surfaces.



Figure 3. 1: Ruban de géométrie dans OPTUM G2.

3.2.2. Caractéristiques

3.2.2.1. Prise en charge

- Complet : L'option Complet impose une immobilité totale le long de la ligne désignée, interdisant tout mouvement dans n'importe quelle direction.
- Normal : La condition Normal restreint le mouvement perpendiculairement à la ligne sélectionnée, tout en laissant potentiellement libre le déplacement le long de cette ligne.
- Tangentiel : La condition Tangentiel, à l'opposé, annule tout déplacement suivant la direction de la ligne choisie, autorisant un mouvement dans la direction normale.
- Fixités standard : L'option Fixités standard applique par défaut un support empêchant le mouvement normal pour toutes les limites verticales et un support bloquant tout mouvement pour les limites horizontales.
- Plaque BC : La fonctionnalité Plaque BC permet de définir des conditions de support ponctuelles, en fixant les déplacements verticaux et horizontaux ainsi que les moments au niveau d'un point spécifique.

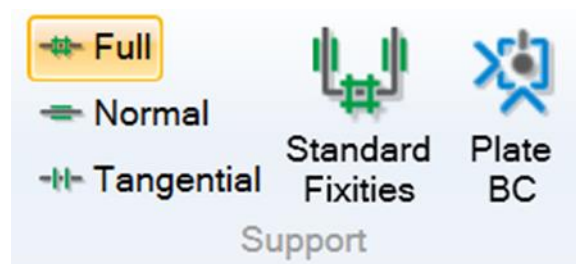


Figure 3. 2: Icône de prise en charge.

3.2.2.2. Charges

Le module de chargement d'OPTUM G2 offre six fonctionnalités distinctes, organisées en deux groupes principaux. Premièrement, les charges fixes (signalées en vert) conservent une intensité constante quelle que soit l'analyse effectuée. Deuxièmement, les charges multiplicatrices (indiquées en rouge) jouent un rôle crucial dans l'analyse limite, car leur magnitude est progressivement augmentée jusqu'à ce que la structure atteigne sa limite de portance.

Au sein de chaque catégorie, on retrouve trois types de charges :

- Charge ponctuelle concentrée (kN/m) : Utilisée pour simuler des charges appliquées en un point précis, comme celles agissant sur des plaques ou des géogrilles. Elle est exprimée en kilonewtons par mètre.
- Charge linéaire répartie (kN/m^2) : Conçue pour être appliquée uniformément sur toute la longueur d'une ligne donnée. Son intensité est exprimée en kilonewtons par mètre carré.
- Charge corporelle (kN/m^3 ou $\times g$) : Représente une force volumique s'appliquant à l'ensemble d'un solide ou d'une plaque. Son unité est le kilonewton par mètre cube. Dans le cas des charges multiplicatrices, elle peut également être exprimée comme un multiple ($\times g$) du poids unitaire du matériau.

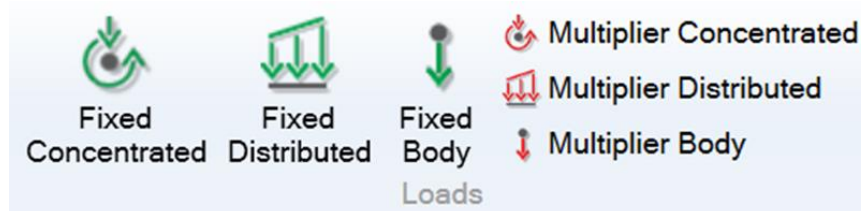


Figure 3. 3: Icône de charges.

3.2.3. Maillage

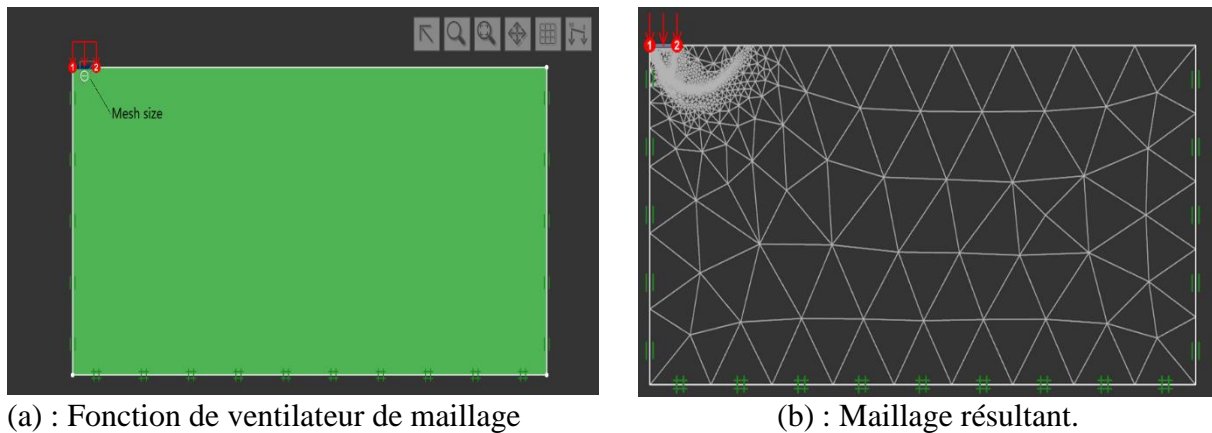
La section « Maillage » propose deux fonctionnalités distinctes :

- Ventilateur en maille : Permet d'appliquer un maillage en éventail à partir de points sélectionnés, comme le visualise la Figure 3.4
- Taille du maillage : Offre la possibilité de prédéterminer la taille des éléments de maillage pour tout type de forme géométrique.

OptumG2 utilise principalement des éléments triangulaires pour le maillage 2D :

- Triangles à 6 nœuds (T6) : Ces éléments quadratiques, avec des nœuds aux sommets et milieux des côtés, sont l'option standard pour les analyses de déformation (élastoplastique, consolidation), offrant une bonne précision même avec un maillage moins fin.

- Triangles à 15 nœuds (T15) : Ces éléments cubiques, avec plus de nœuds, garantissent une précision supérieure, particulièrement utiles pour les analyses limites (Upper/Lower Bound) où une convergence rapide et rigoureuse est essentielle.



(a) : Fonction de ventilateur de maillage

(b) : Maillage résultant.

Et de taille de maillage.

Figure 3. 4: Application du maillage et de l'éventail de maillage à une semelle directe.

3.2.4. Éléments de la structure

Cette section d'éléments offre des capacités de modélisation essentielles : les plaques sont des éléments poutre utilisés pour les structures minces comme les palplanches. Les géogrilles sont des éléments treillis modélisant les géogrilles et les ancrages injectés. Les jeux de matériaux possibles pour les plaques et les géogrilles seront détaillés ultérieurement. Les rangées de pieux sont des éléments spéciaux qui intègrent la tridimensionnalité du problème, une fonctionnalité similaire aux rangées de clous, qui utilisent des clous au lieu de pieux pour le renforcement.



Figure 3. 5: Icône de structurel.

3.2.4.1. Les plaques

Les plaques sont des éléments structurels utilisés pour modéliser des composants dont l'épaisseur est suffisamment faible pour être négligeable par rapport aux dimensions globales du problème. Les exemples courants incluent les radiers de fondation et les parois de palplanches. Les plaques peuvent également être utiles dans d'autres situations pour modéliser

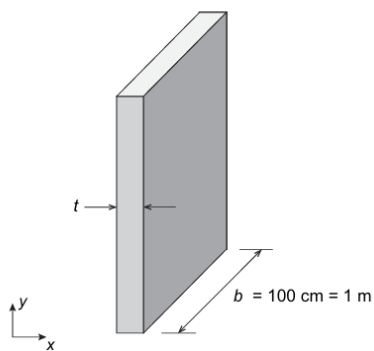
des objets dont les propriétés générales ne sont pas bien définies, si ce n'est qu'ils sont très rigides (ou très flexibles) par rapport aux matériaux solides environnants. Deux types de plaques sont disponibles : Plaque et Plaque Rigide.

a) Plaque

Le type de matériau Plaque est une plaque élastoplastique qui, en déformation plane, équivaut à une poutre standard d'Euler-Bernoulli.

Les paramètres du modèle peuvent être saisis selon deux formats différents, appelés respectivement Jeux de Paramètres A et B. Ceux-ci sont présentés dans la Figure 3.6, qui résume également la relation entre les paramètres des différents jeux.

Model Parameters		Model Parameters	
Yield Envelope	Square	Yield Envelope	Square
Parameter Set	A	Parameter Set	B
Normal Stiffness, EA (kN/m)	6000	Sectional Area, A (cm ² /m)	3000
Bending Stiffness, EI (kNm ² /m)	45	Plastic Section Modulus, S (cm ³ /m)	22500
Yield Force, n _p (kN/m)	9000	Moment of Inertia, I (cm ⁴ /m)	225000
Yield Moment, m _p (kNm/m)	675	Young's Modulus, E (MPa)	20
Weight, w (kg/m/m)	690	Yield Strength, σ ₀ (MPa)	30
Permeable	<input checked="" type="checkbox"/>	Weight, w (kg/m/m)	690
		Permeable	<input checked="" type="checkbox"/>



Pour une épaisseur t en cm et une masse volumique ρ en Kg/m^3

-Surface de la section : $A = b \times t = 100 \times t [cm^2/m]$

-Moment d'inertie : $I = 121 \times b \times t^3 = 121 \times 100 \times t^3 [cm^4/m]$

-Module de section plastique ; $S = 41 \times b \times t^2 = 41 \times 100 \times t^2 [cm^3/m]$

-Force de fluage (ou Effort plastique) : $n_p = A \times \sigma_0 [kN/m]$

-Moment de fluage (ou Moment plastique) : $m_p = S \times \sigma_0 [kNm/m]$

-Poids: $w = A \times \rho = 0,01 \times t \times \rho [kg/m/m]$

Figure 3. 6: Jeux de Paramètres A et B (en haut) et relation entre les paramètres des deux jeux pour une section rectangulaire pleine d'épaisseur t en cm.

Les deux jeux partagent l'Enveloppe de Fluage et le paramètre Perméable (Oui/Non). Le paramètre "Perméable" est essentiel pour l'analyse d'infiltration, définissant si la plaque agit comme une barrière imperméable ou une limite entièrement perméable entre des solides. C'est un réglage de matériau, ce qui signifie qu'il s'applique uniformément à toutes les plaques utilisant ce matériau, à toutes les étapes du projet.

Pour définir l'enveloppe de fluage, vous avez le choix entre deux critères. Par défaut, le critère Carré est utilisé, imposant la condition :

$$\left| \frac{m}{m_p} \right| \leq 1; \left| \frac{n}{n_p} \right| \leq 1 \quad (3.1)$$

Pour une estimation plus conservatrice de la résistance de la paroi, le critère Diamant est disponible, avec la condition :

$$\left| \frac{m}{m_p} \right| + \left| \frac{n}{n_p} \right| \leq 1 \quad (3.2)$$

Ces deux critères sont visuellement comparés à la Figure 3.8. En pratique géotechnique, la différence entre les résultats obtenus avec ces deux critères est souvent minimale, la plupart des problèmes étant principalement influencés par les phénomènes de flexion.

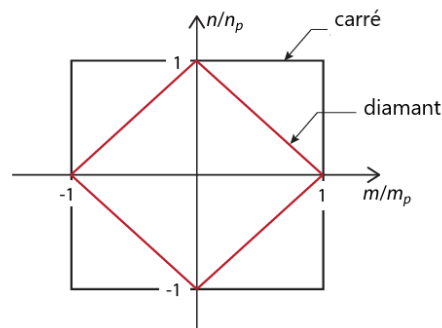


Figure 3. 7: Critères de rendement Carré et Diamant.

b) Plaque Rigide

Le type de matériau Plaque Rigide est un cas particulier du matériau décrit ci-dessus. Il n'implique que deux paramètres : le poids et la perméabilité (Oui/Non). Cet élément est pratique dans les cas où les propriétés exactes de la plaque réelle ne sont pas bien définies, mais où l'on peut supposer qu'elle possède une résistance et une rigidité bien supérieures à celles du matériau environnant.

3.2.4.2. Géogrille

Les géogrilles sont similaires aux plaques, mais elles ne peuvent pas supporter la compression uniaxiale et n'offrent aucune résistance à la flexion. De ce fait, les paramètres du matériau ne concernent que la rigidité et la résistance à la traction (voir Figure 3.8). Les géogrilles sont

Model Parameters		Model Parameters	
Parameter Set	A	Parameter Set	B
Stiffness, EA (kN/m)	450	Sectional Area, A (cm ² /m)	10
Yield Force, n _p (kN/m)	45	Young's Modulus, E (MPa)	450
Permeable	<input checked="" type="checkbox"/>	Yield Strength, σ ₀ (MPa)	45
		Permeable	<input checked="" type="checkbox"/>

considérées comme n'ayant pas de poids et peuvent être entièrement perméables ou imperméables.

Pour une épaisseur t en cm :

Surface de la section, $A = b \times t = 100 \times t \text{ [cm}^2\text{/m]}$

Force de rendement, $np = A \times \sigma_0 \text{ [kN/m]}$

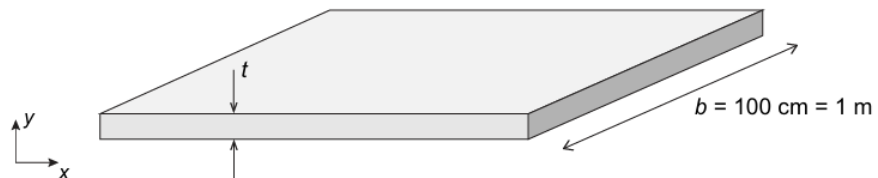


Figure 3. 8: Ensembles de paramètres A et B (en haut) et relation entre les paramètres des deux ensembles pour une section rectangulaire pleine d'épaisseur t en cm .

Outre les géogrilles, géotextiles, membranes minces, etc., les éléments de géogrille peuvent également être utilisés pour simuler l'injection de coulis en liaison avec des ancrages dans le sol.

Comme pour les plaques, il est possible d'attribuer des matériaux solides arbitraires aux interfaces des géogrilles et d'appliquer un facteur de réduction de la résistance r .

3.2.5. Modèles de comportement des sols

OPTUM propose divers modèles de matériaux pour simuler fidèlement le comportement des sols et matériaux de construction, un choix crucial pour la précision de l'analyse géotechnique. On y trouve le modèle élastique linéaire pour les analyses préliminaires, le Mohr-Coulomb pour les sols cohérents et non cohérents, le Drucker-Prager (une version lissée du Mohr-Coulomb) pour les simulations numériques 3D, le Hoek-Brown pour le comportement non linéaire des roches, et le Modified Cam-Clay pour les argiles molles. Cette variété permet d'adapter l'analyse aux spécificités de chaque projet.

3.2.5.1. Modèle élastoplastique de mohr-coulomb

Le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb est un outil fondamental en mécanique des sols pour simuler la réponse des terres sous chargement. Il décrit un comportement initialement élastique, où la déformation est réversible, suivi d'une phase plastique irréversible dès que les contraintes excèdent un seuil défini par le critère de plasticité. Ce modèle s'appuie sur des propriétés intrinsèques du sol telles que la cohésion (c), l'angle de frottement interne (ϕ), le module de Young (E) et le coefficient de Poisson (ν).

Le passage au domaine plastique, qui se produit lorsque les contraintes appliquées dépassent la limite élastique du sol, est crucial pour la modélisation des phénomènes de rupture et des déformations permanentes observées dans des ouvrages géotechniques courants comme les fondations et les talus.

Tableau 3. 1: Paramètres du modèle de Mohr-Coulomb pour les ensembles A et B.

Ensemble A :	Ensemble B :
-Module de Young (E) ; [Mpa] :	- Module de masse (K) ; [Mpa] :
$E = \frac{3KG}{3K + G}$	$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$
- Coefficient de poisson (ν) :	- Module de cisaillement (G) ; [Mpa] :
$\nu = \frac{3K-2G}{2(3K+G)}$	$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$

Le modèle de Mohr-Coulomb, utilisé pour la rupture des sols, est un modèle élastique parfaitement plastique. Sa fonction de charge est :

$$F = |\sigma_1 - \sigma_3| + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin(\phi) - 2c \cos(\phi) \tag{3.3}$$

Sont les contraintes principales, c la cohésion et ϕ l'angle de frottement. La règle d'écoulement, qui définit la direction de la déformation plastique, utilise un potentiel G :

$$G = |\sigma_1 - \sigma_3| + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin(\psi) \tag{3.4}$$

On distingue le cas associé ($G=F$, $\psi=\phi$) et le cas non associé ($\psi \neq \phi$).

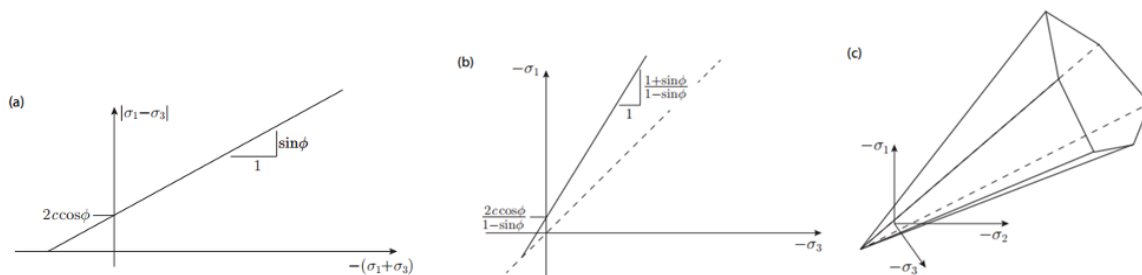


Figure 3. 9: Présentation possible de surface de charge de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales. Dans (a) et (b) l'ordre des contraintes principales est $\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$ et dans (c) aucun ordre particulier n'est supposé (OptumG2).

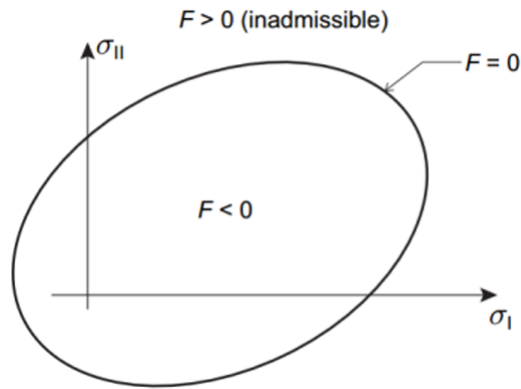


Figure 3. 10: Surface de rupture.

3.2.5.2. Déformation et écoulement

La théorie classique de la plasticité postule que la déformation totale (ε) d'un matériau résulte de la superposition de deux contributions distinctes : une composante réversible et instantanée, appelée déformation élastique (ε^e), et une composante irréversible et permanente, appelée déformation plastique (ε^p). Cette idée fondamentale s'exprime par la relation d'additivité :

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.6)$$

La partie élastique de cette déformation est directement proportionnelle à l'état de contrainte (σ) à travers une propriété matérielle appelée module de conformité élastique C :

$$\varepsilon^e = C\sigma \quad (3.7)$$

L'évolution de la déformation plastique au cours du temps est décrite par une règle d'écoulement. Cette règle stipule que le taux de déformation plastique ($\dot{\varepsilon}^p$) est proportionnel au gradient d'une fonction scalaire appelée potentiel d'écoulement (G) par rapport au tenseur des contraintes (σ) :

$$\dot{\varepsilon}^p = \lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma} \quad (3.8)$$

Le facteur de proportionnalité, $\lambda \geq 0$, est un multiplicateur plastique dont la valeur doit être déterminée. Une condition cruciale est que la déformation plastique ne peut se produire que si l'état de contrainte actuel se situe sur une surface critique dans l'espace des contraintes, définie par la fonction de charge $F(\sigma) = 0$. Cette condition de seuil garantit que le matériau ne s'écoule plastiquement qu'une fois une certaine limite de contrainte atteinte : $F(\sigma) = 0$

Bien que la forme mathématique du potentiel d'écoulement G soit théoriquement arbitraire, un choix spécifique, $G = F$, présente des avantages significatifs en termes de formulation et d'interprétation du modèle (règle d'écoulement associée). Dans le cas plus général où $G \neq F$

(règle d'écoulement non associée), il est fréquent en pratique que G conserve la même structure fonctionnelle que F , mais avec des valeurs différentes pour ses paramètres internes.

3.2.6. Analyse

Dans OptumG2, une gamme variée d'analyses est disponible pour modéliser le comportement géotechnique des sols, s'adaptant précisément aux exigences de chaque étude. Pour commencer, l'analyse Mesh se limite à la génération du maillage sans effectuer de calculs. L'analyse Seepage est ensuite utilisée pour simuler l'écoulement de l'eau à travers le sol, un aspect crucial pour l'étude de la pression interstitielle. L'option Initial Stress permet de déterminer l'état de contrainte initial du sol avant toute application de charge, ce qui est particulièrement pertinent pour les sols stratifiés ou inclinés. Lorsque l'on suppose un comportement élastique parfait du sol pour des études simplifiées, l'analyse Elastic est employée. Pour estimer la capacité portante ultime et identifier les mécanismes de rupture, l'analyse limite (Limit Analysis) est essentielle. Le Strength Reduction consiste à réduire progressivement les paramètres de résistance du sol pour déterminer le facteur de sécurité. Enfin, les analyses Elastoplastic et Multiplier Elastoplastic modélisent un comportement plus réaliste du sol en tenant compte des déformations permanentes, tandis que l'analyse Consolidation permet d'étudier l'évolution des déformations et des pressions interstitielles dans le temps sous charge constante, en intégrant la perméabilité du sol.

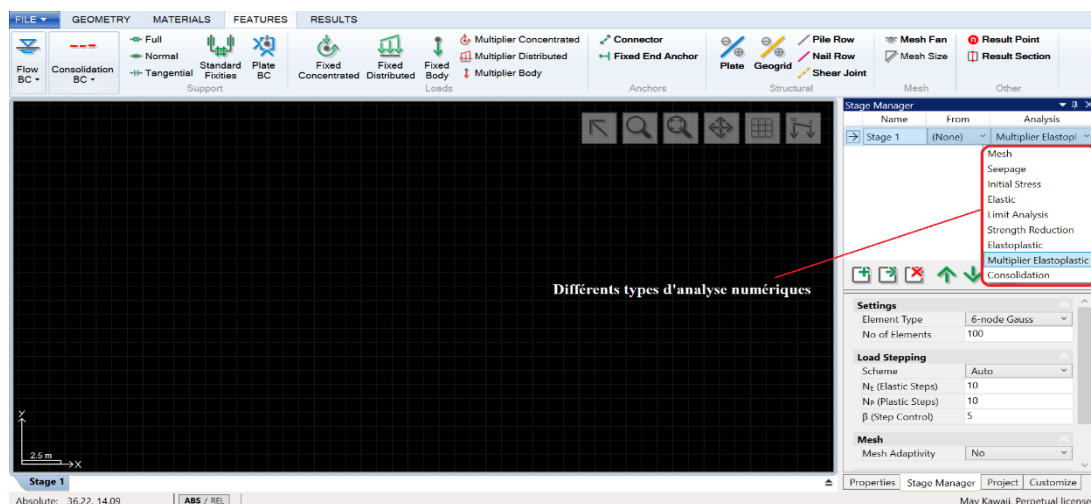


Figure 3. 11: Type d'analyse réalisées sous OPTUM.

3.2.6.1. Analyse élastoplasticité multiplicative

L'analyse élastoplastique multiplicative peut être considérée comme une combinaison des types d'analyse limite et élastoplastique. Comme dans l'analyse limite, les charges multiplicatives

sont amplifiées jusqu'à la ruine, tandis que les charges fixes et la gravité restent constantes. Ceci est réalisé de manière élastoplastique pas à pas, avec le calcul des déformations à chaque étape de chargement.

- **Paramètres**

Cette catégorie contient trois champs :

- Portée temporelle.
- Type d'élément.
- Nombre d'éléments. Les éléments recommandés sont les éléments de Gauss à 6 nœuds ou à 15 nœuds, mais en principe, n'importe quel élément disponible peut être utilisé, y compris les éléments inférieurs avec lesquels une réponse sous-estimant à la fois la rigidité et la résistance du système sera calculée. Un exemple est illustré à la Figure 3.12.

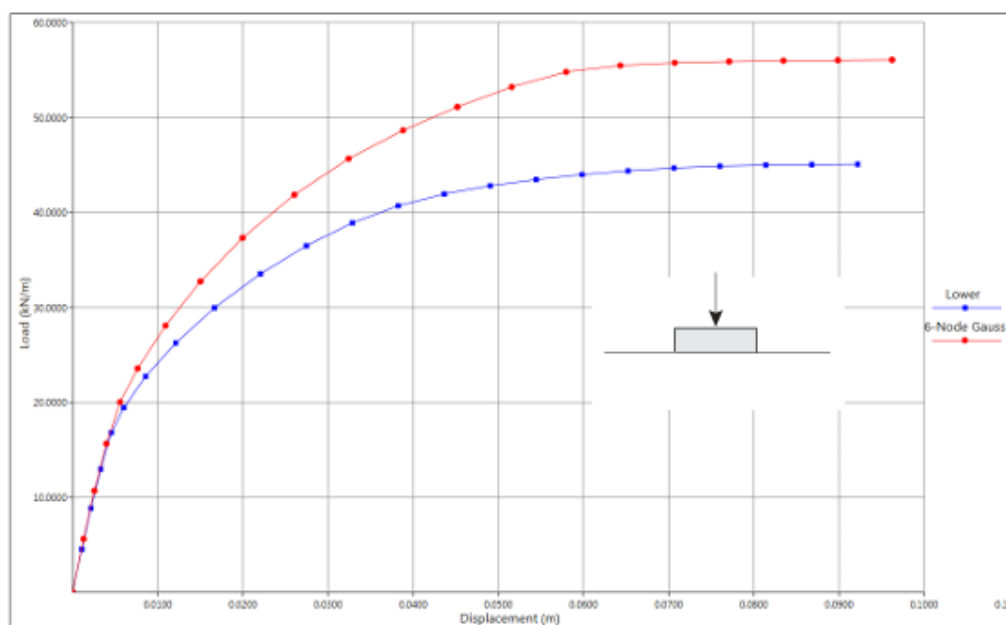


Figure 3. 12: Courbes charge-déplacement pour une semelle filante sur un matériau de Tresca utilisant des éléments inférieurs et de Gauss à 6 nœuds.

Nombre d'éléments spécifie le nombre d'éléments (le nombre d'éléments dans le maillage final si l'adaptivité du maillage est utilisée).

- **Pas de Chargement**

Deux types différents de schémas de pas de chargement sont disponibles : Auto et Cible.

- Pour Schéma = Auto, trois champs supplémentaires apparaissent :

N_E (Pas Élastiques), N_P (Pas Plastiques) et (Contrôle de Pas).

Ce sont les trois paramètres qui contrôlent le schéma de pas de chargement Auto. En considérant une courbe charge-déplacement typique comme illustrée à la Figure 3.14, la réponse sera

initialement approximativement linéaire, puis deviendra progressivement de plus en plus plastique. N_E et N_P spécifient le nombre approximatif de pas dans ces deux régions. Le paramètre β est utilisé pour l'ajustement automatique du pas de chargement d'une étape à l'autre. Pour $\beta = 1$, la taille du pas (mesurée en termes de travail) ne variera pas, tandis que des valeurs β plus élevées impliquent une stratégie plus agressive avec une augmentation de la taille du pas pour les parties de la courbe où il y a peu de changement. Pour la plupart des problèmes, les paramètres par défaut, $N_E = 10$, $N_P = 10$ et $\beta = 5$, constituent un bon point de départ et souvent peu d'amélioration est observée en augmentant le nombre de pas, c'est-à-dire en augmentant N_E et N_P .

-Pour Schéma = Target, trois champs supplémentaires apparaissent :

Target (Déplacement, Multiplicateur, Travail).

U_{target} , α_{target} ou W_{target} en fonction de la Target.

N (Pas).

L'idée du schéma Target est de poursuivre le pas de chargement jusqu'à ce que la cible spécifiée soit atteinte. Cette cible peut être spécifiée comme un déplacement (déplacement absolu maximal dans le problème), comme un multiplicateur de charge ou comme un travail (intégrale du multiplicateur de charge de référence multiplié par le déplacement). Le pas de chargement est effectué en N pas de magnitude égale.

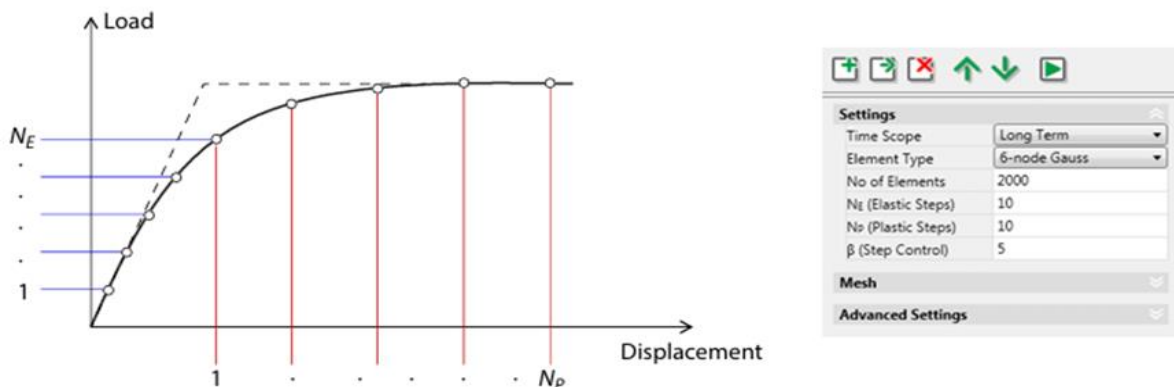


Figure 3. 13: Courbe charge-déplacement typique (à gauche) et Paramètres (Gestionnaire d'étapes).

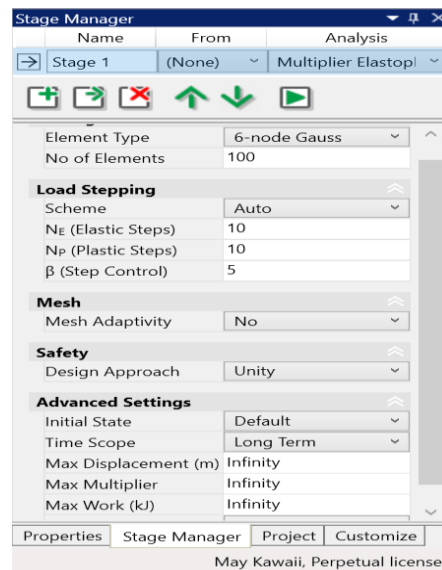


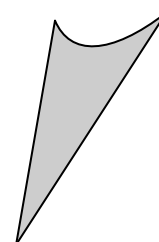
Figure 3. 14: Une vue de la fenêtre du gestionnaire d'étapes.

3.5. Conclusion

L'outil logiciel OPTUM_{G2} offre une plateforme performante et intuitive pour l'analyse géotechnique par la méthode des éléments finis. Il permet une évaluation rigoureuse des structures soumises à des sollicitations géotechniques grâce à la détermination des bornes inférieure et supérieure des charges limites. La flexibilité du processus est accrue par la possibilité de dupliquer les phases d'analyse, de modifier le type d'élément et d'adapter aisément les paramètres de discrétisation. L'intégration et la visualisation directe des résultats facilitent l'interprétation des données, positionnant OPTUM_{G2} comme une solution moderne et efficace pour les ingénieurs en géotechnique.

Chapitre 4

Étude paramétrique de l'effet du
renforcement par géosynthétiques sur
la capacité portante des fondations
superficielles



4.1. Introduction

Ce chapitre se consacre à une étude paramétrique visant à décortiquer l'impact du renforcement des sols par géosynthétiques sur la capacité portante des fondations superficielles. L'utilisation de ces matériaux s'avère une stratégie à la fois performante et rentable pour optimiser les propriétés mécaniques des terrains, particulièrement là où la portance naturelle du sol est limitée.

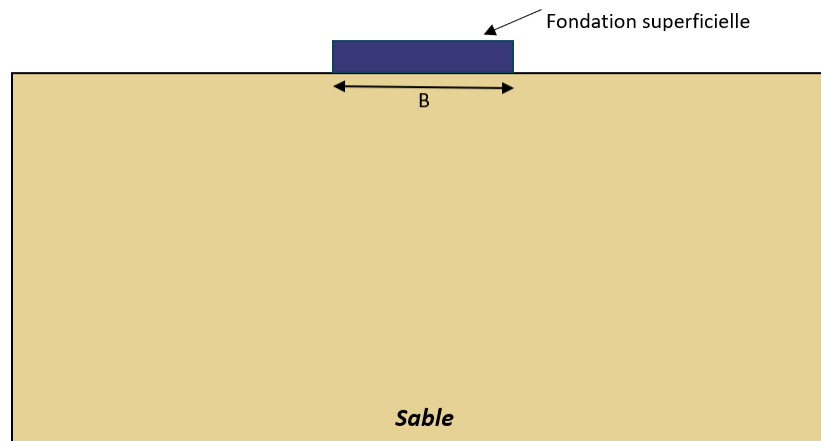
L'ambition première de cette investigation est de cerner l'influence de divers facteurs clés – tels que le nombre de nappes géosynthétiques, leur emplacement précis, et les spécificités intrinsèques du sol – sur la capacité portante de la fondation. La démarche adoptée consiste d'abord à établir un scénario de référence sans aucun renforcement, qui servira d'étalon de comparaison. Par la suite, différentes configurations intégrant des géosynthétiques seront scrutées et confrontées au modèle initial, dans le but de quantifier les améliorations obtenues en termes de capacité portante.

4.2. Présentation du cas étudié

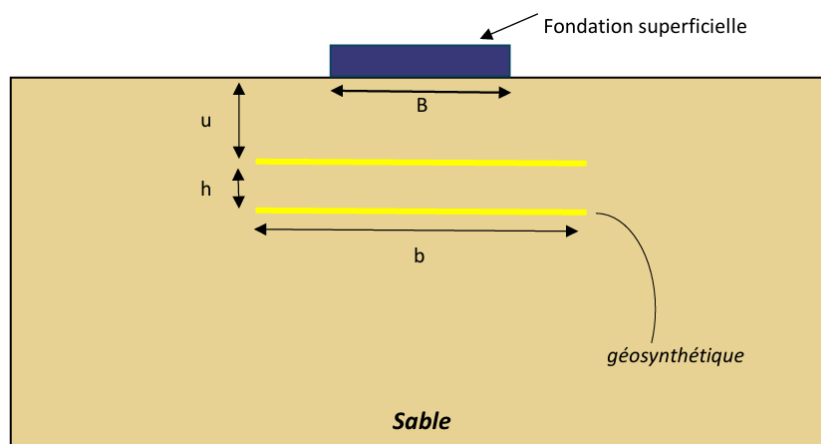
La présente étude s'intéresse à étudier le comportement d'une fondation superficielle non encastrée ($D_f = 0$), rigide et rugueuse, de largeur B , reposant sur un massif de sable légèrement cohérent et homogène. Il s'agit de déterminer la capacité portante de la semelle, c'est-à-dire la charge maximale, q_u (kN/m²), qu'elle peut supporter. Avec une analyse conventionnelle par éléments finis, la capacité portante de la fondation serait déterminée à l'aide d'une analyse incrémentale élastoplastique dans laquelle la charge appliquée serait augmentée progressivement à partir de zéro jusqu'à atteindre un état de déplacement suffisamment important pour être interprété comme une rupture.

Deux configurations géométriques distinctes ont été examinées dans le but d'évaluer l'effet du renforcement par géosynthétiques sur l'amélioration de la capacité portante d'une semelle filante reposant directement sur une couche de sable non renforcée (Figure 4.1a) ou renforcée (Figure 4.1b).

Pour la géométrie de ces configurations, B est la largeur de la fondation, N est le nombre de nappes de géosynthétique, b la largeur de la nappe de géosynthétique, h est la distance verticale entre deux nappes de renforcement, u la distance entre la base de la fondation et la première nappe.



(a) : sable non renforcé.



(b) : sable renforcé.

Figure 4. 1: Présentation des cas étudiés.

4.3. Procédure de la simulation numérique

4.3.1. Géométrie

Au démarrage d'OPTUM G2, l'onglet *Geometry* est activé par défaut. Il contient divers outils permettant de définir et de manipuler le modèle géométrique, qui est la représentation du problème réel à étudier. Un modèle géométrique consiste en des points, des lignes et des couches (Figure 4.2). Pour assurer la stabilité du modèle, des conditions aux limites standards (*Standard Fixities*) sont appliquées aux limites, empêchant tout déplacement et toute rotation.

Les dimensions globales du domaine de modélisation ont été déterminées sur la base de calculs préliminaires, au cours desquels le maillage a été progressivement raffiné et les limites du domaine étendues jusqu'à ce que les contraintes et les déformations dans les zones fortement sollicitées se stabilisent suffisamment. L'objectif était de minimiser l'influence des conditions aux limites et de permettre le développement complet du mécanisme de rupture du sol. Ainsi,

le domaine a une largeur de $10B$ et une hauteur de $5B$. Ces dimensions assurent une représentation fidèle de la zone d'influence de la fondation et de la distribution des contraintes dans le sol (Figure 4.3).

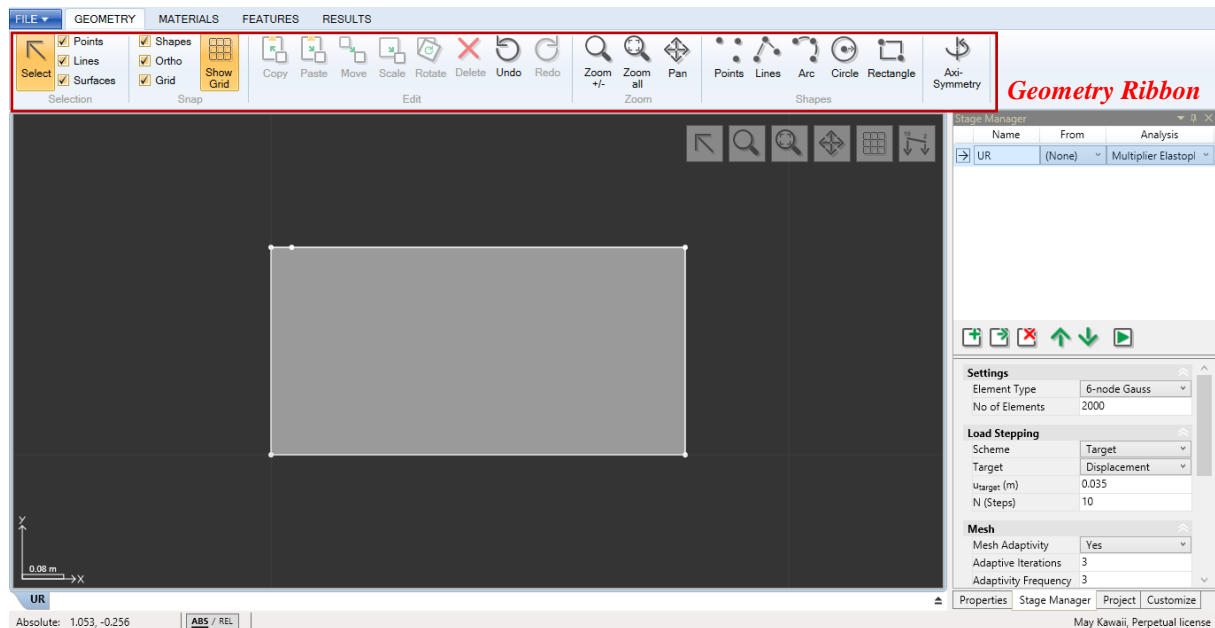


Figure 4. 2: Génération du modèle géométrique.

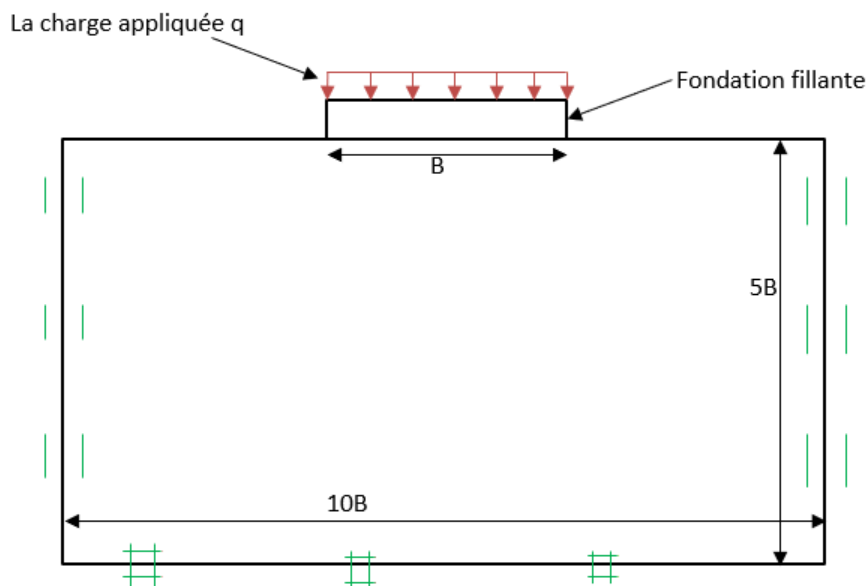


Figure 4. 3: La géométrie du cas étudié.

4.3.2. Matériaux

Pour attribuer les matériaux, il convient de passer à l'onglet *Materials* (Figure 4.4).

Dans le cadre de ce problème, les paramètres du sol correspondent au matériau prédéfini *MC Basic*, tandis que la fondation correspond au matériau *Rigid*.

Le sol est modélisé comme un matériau de type Mohr-Coulomb, avec une cohésion $c = 6.5 \text{ kPa}$, un angle de frottement $\varphi = 35^\circ$ et un poids volumique $\gamma = 15.3 \text{ kN/m}^3$. La fondation considérée dans cette étude est une semelle filante, modélisée comme une plaque rigide de largeur B et ayant un poids volumique de $\gamma = 24 \text{ kN/m}^3$.

Le renforcement est modélisé par un élément de type *Geogrid* intégré dans le logiciel OPTUM. Ces éléments, assimilables à des treillis, sont caractérisés par une raideur axiale (EA) de 2000 kN/m et une résistance à la rupture $n_p = 45 \text{ kN/m}$, assurant une haute performance en traction. L'interaction avec le sol est simulée à l'aide d'un facteur de réduction de résistance de 0,67 appliqué aux interfaces.

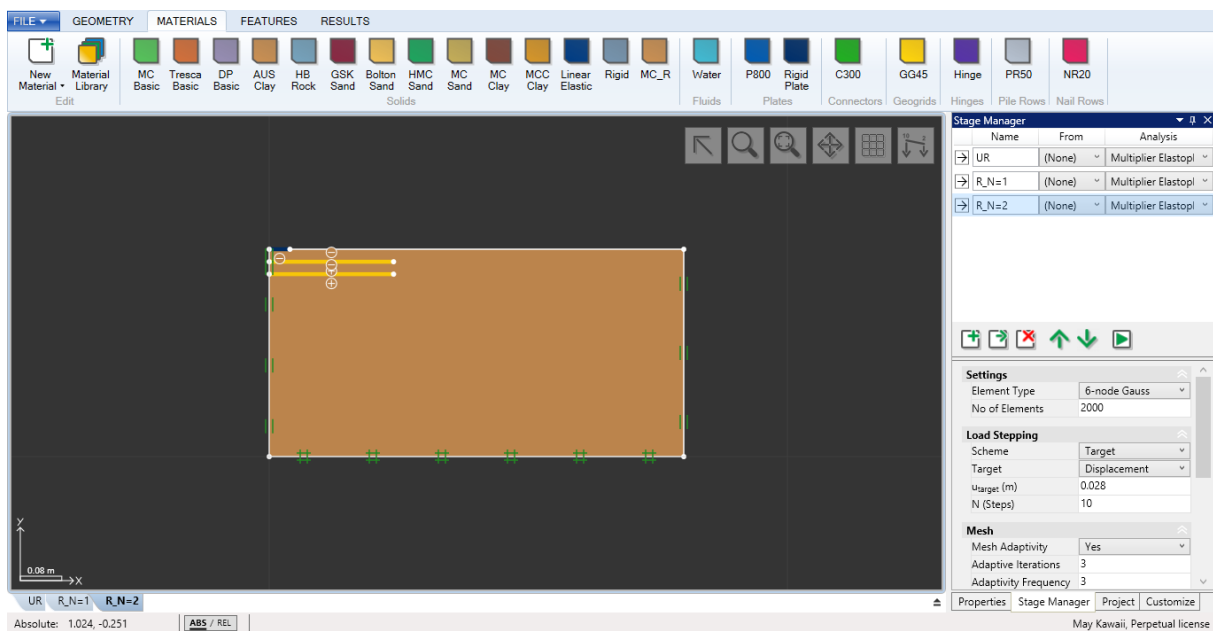


Figure 4. 4: Après l'attribution des matériaux.

4.3.3. Charges

Outre le poids propre, qui est pris en compte par défaut, le problème comporte une charge appliquée sur la fondation dont la valeur ultime (correspondant à la rupture) doit être déterminée (Figure 4.5).

Dans OPTUM G2, les charges multiplicatrices (*Multiplier loads*) sont amplifiées à partir de leur valeur de référence afin d'atteindre l'état de rupture. Le facteur d'amplification nécessaire pour provoquer la rupture est appelé facteur de rupture, noté α . La charge ultime est donc donnée par :

$$q_u = \alpha q_{mult}$$

Où

$q_{mult} = 1 \text{ kN/m}^2$ est la charge de référence.

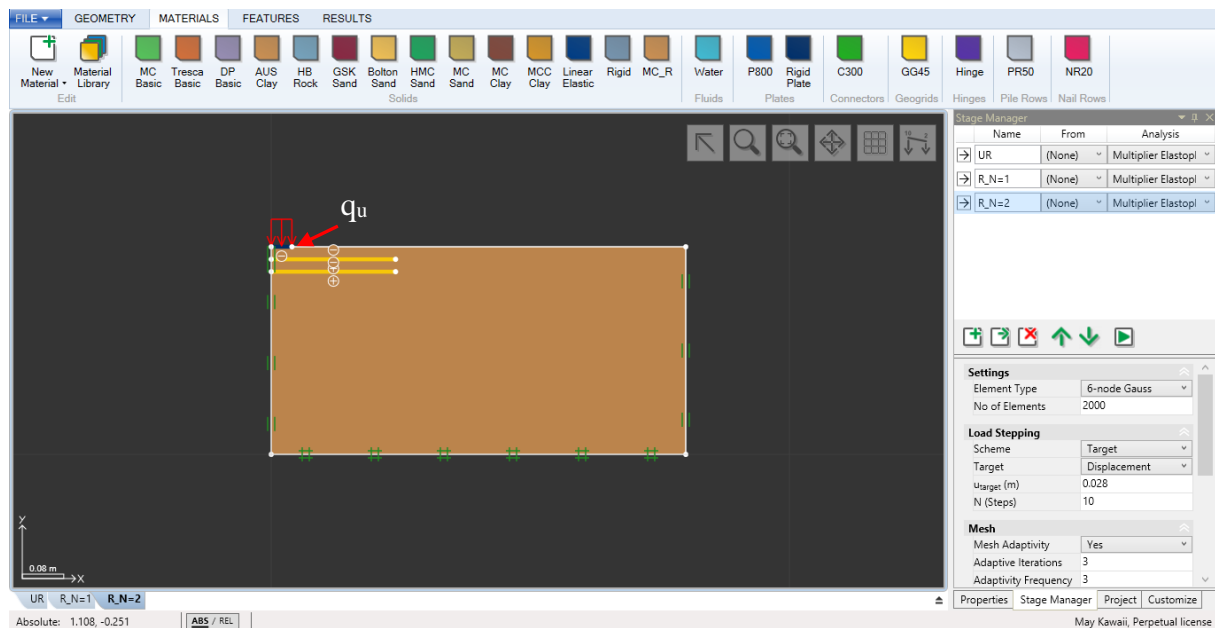


Figure 4. 5: Après l'attribution des charges.

4.3.4. Analyse

Le premier objectif de l'analyse est de déterminer la valeur ultime α_u de la charge verticale de référence de 1 kN/m^2 appliquée sur la fondation. Le résultat est le multiplicateur de charge α_u , c'est-à-dire le facteur par lequel la charge multiplicatrice (en rouge) doit être amplifiée pour atteindre l'état de rupture (Figure 4.6). L'analyse est réalisée en conditions de déformation plane (2D).

Outre la détermination directe et rapide de la capacité portante ultime et des déformations en conditions de service, OPTUM G2 permet également de tracer la courbe charge-déplacement complète. Ce type d'analyse est effectué via le mode *Multiplier Elastoplastic*, qui combine les deux approches : comme en Analyse Limite, un ensemble de charges multiplicatrices est appliqué de manière incrémentale jusqu'à la rupture ; et comme en analyse élastoplastique, les déformations sont calculées à chaque pas de charge.

Dans ce qui suit, une charge multiplicatrice de 1 kN/m^2 est appliquée. Tous les autres paramètres sont laissés à leurs valeurs par défaut, sauf le nombre d'éléments qui est fixé à 4000, et l'adaptativité du maillage est activée, avec les paramètres par défaut. Dans ce cas, trois étapes d'adaptativité sont utilisées, avec l'option par défaut *Shear Dissipation* comme critère de contrôle. Cela signifie que trois calculs successifs seront effectués, chacun avec un maillage adapté en fonction de la dissipation de cisaillement de l'itération précédente, et de façon à ce que le nombre d'éléments du maillage final soit égal à celui spécifié dans les Settings. La fréquence d'adaptativité (= 3) signifie que le maillage sera adapté aux pas de charge 1, 4, 7, etc.

Aucun *From Stage* n'est spécifié, ce qui implique que les contraintes initiales seront calculées automatiquement.

Des éléments finis de type Gauss à 6 nœuds, intégrés dans le logiciel OPTUM, ont été utilisés pour l'analyse de la capacité portante de la fondation. Ce type d'élément permet une interpolation quadratique des déplacements et une meilleure précision des résultats, notamment dans les zones à fortes variations de contraintes. Le maillage employé pour cette analyse est présenté à la Figure 4.7.

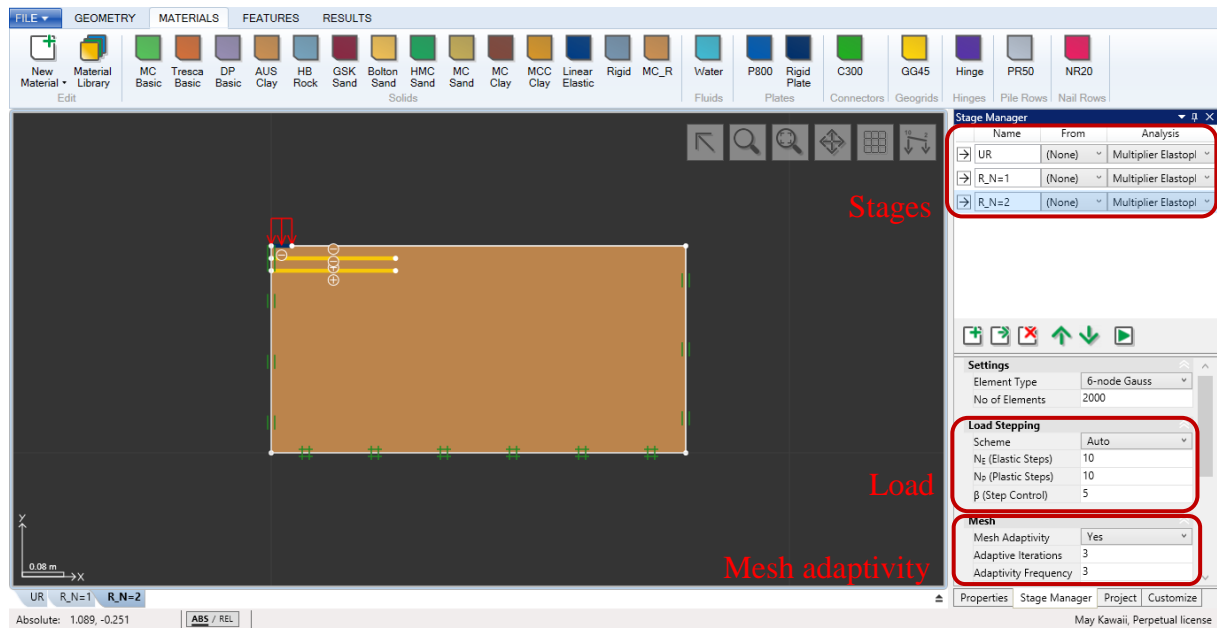


Figure 4. 6: Paramètres de l'analyse Multiplier Elastoplastic avec adaptativité du maillage.

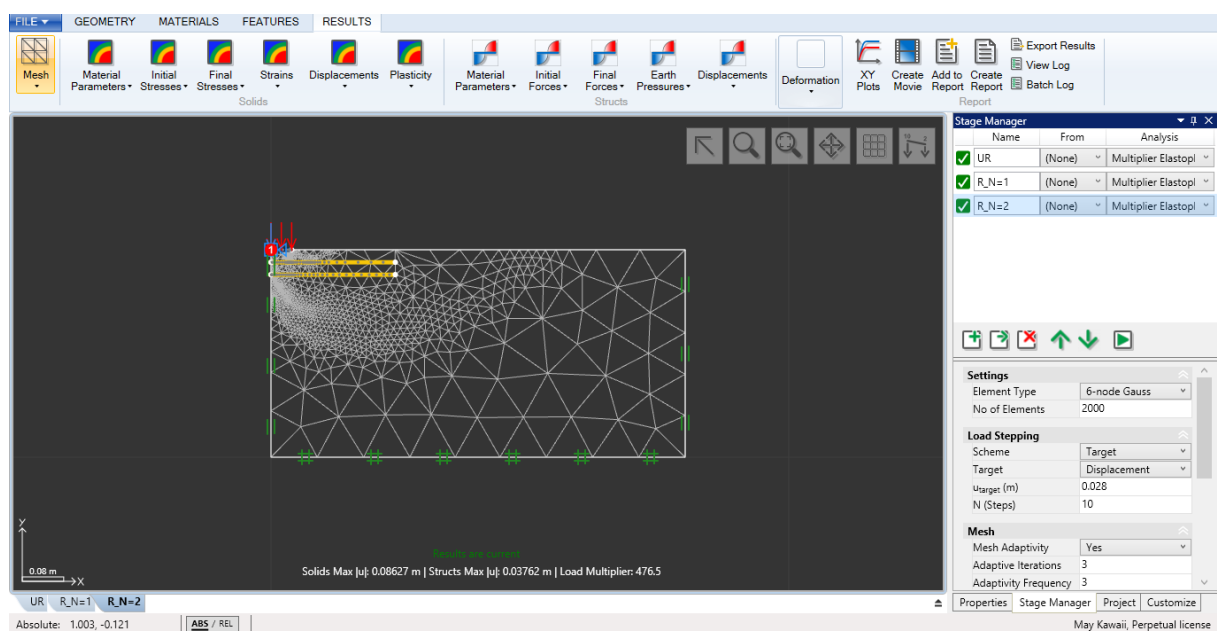


Figure 4. 7: Maillage utilisé dans l'analyse numérique.

4.4. Résultats et discussions

4.4.1. Validation du modèle numérique

Afin de valider le modèle numérique développé dans cette étude à l'aide du logiciel OPTUM_{G2}, pour une semelle filante reposant sur un sable non renforcé et renforcé, les résultats obtenus ont été comparés aux données expérimentales de Monir Kazi et al. (2015). On constate que les calculs élasto-plastiques par éléments finis présentent un bon accord avec les résultats expérimentaux, en particulier dans le cas du sable renforcé.

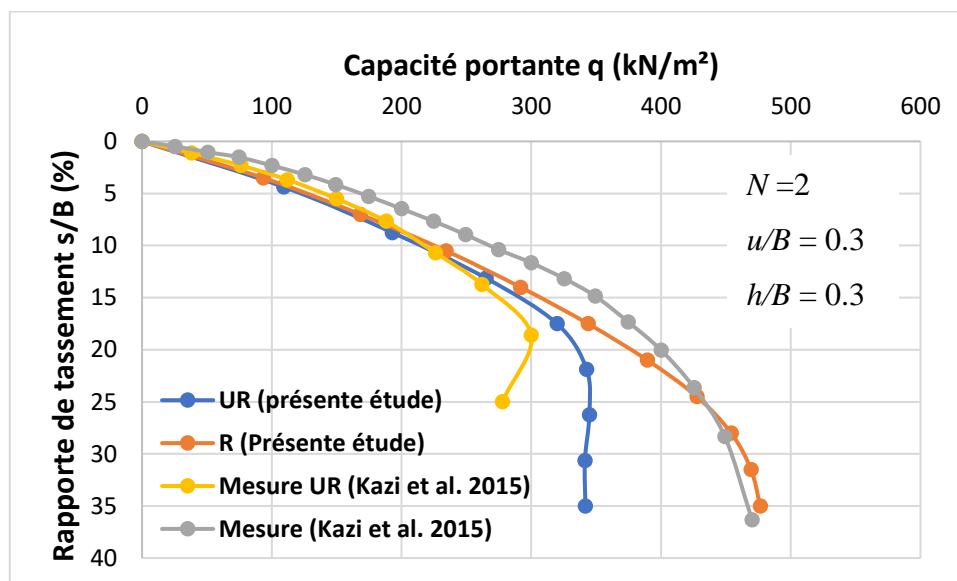


Figure 4. 8: comparaison de la capacité portante (q) en fonction du rapport de tassement (s/B) issues de la présente étude avec les résultats de Kazi et al. 2015.

4.4.2. Réponse charge-déplacement

La Figure 4.9 présente la comparaison des courbes capacité portante–tassement ($q-s/B$) pour trois configurations : sol non renforcé (NR), sol renforcé avec une nappe de géosynthétique ($N=1$) et sol renforcé avec deux nappes ($N = 2$), telles qu'obtenues par la présente étude.

L'analyse de ces courbes met en évidence l'effet bénéfique des géosynthétiques placés sous la semelle filante. Leur présence entraîne une amélioration significative de la performance du sol de fondation. On observe que :

- Pour $N = 1$, la capacité portante augmente d'environ 40 % par rapport au sol non renforcé, avec une réduction sensible du tassement pour une même charge appliquée.
- Pour $N = 2$, l'amélioration est encore plus marquée, atteignant environ 60 %, ce qui souligne l'efficacité accrue d'un renforcement multicouche.

Cette évolution favorable est due à la mobilisation des efforts de traction dans les nappes de géosynthétique, qui permettent une meilleure répartition des charges et une limitation de la déformation verticale. Plus le nombre de nappes augmente, plus l'interaction sol-géosynthétique devient efficace, ce qui retarde le mécanisme de rupture et améliore le comportement global de la fondation.

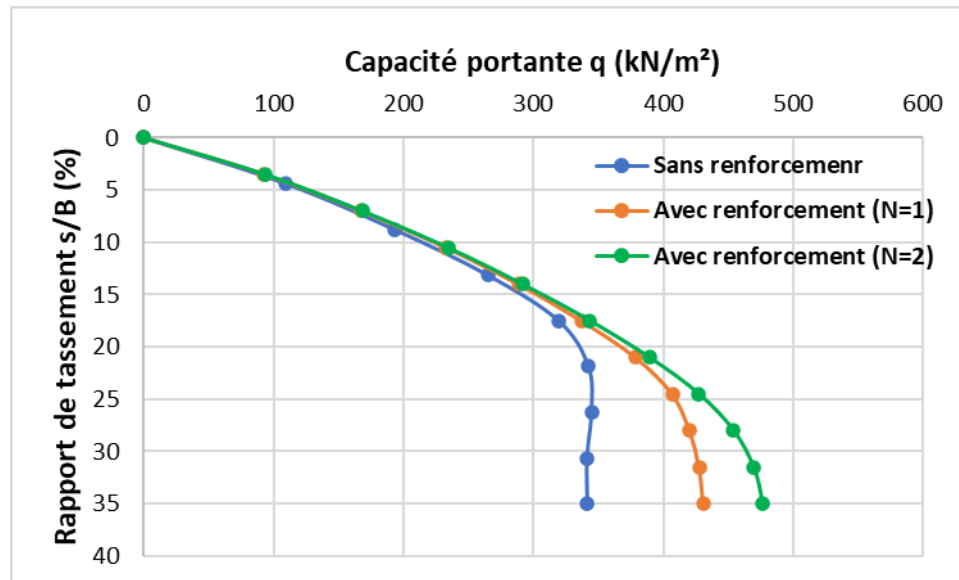
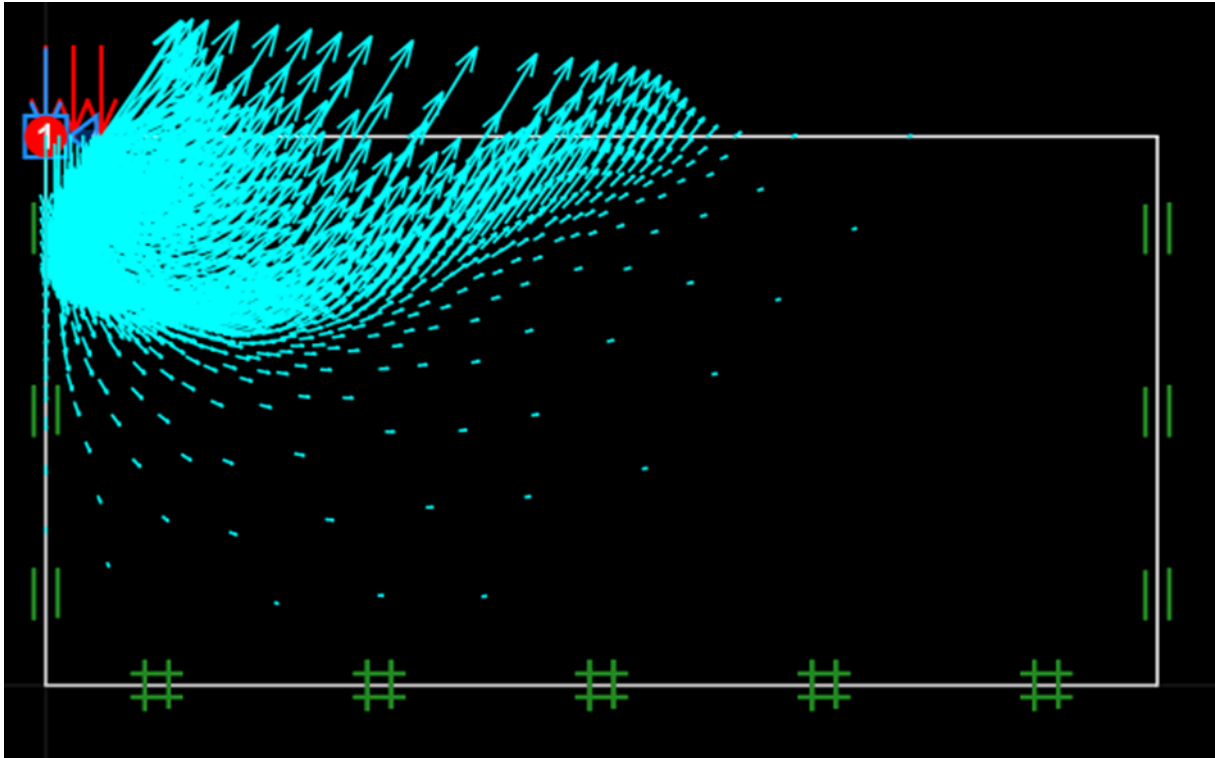


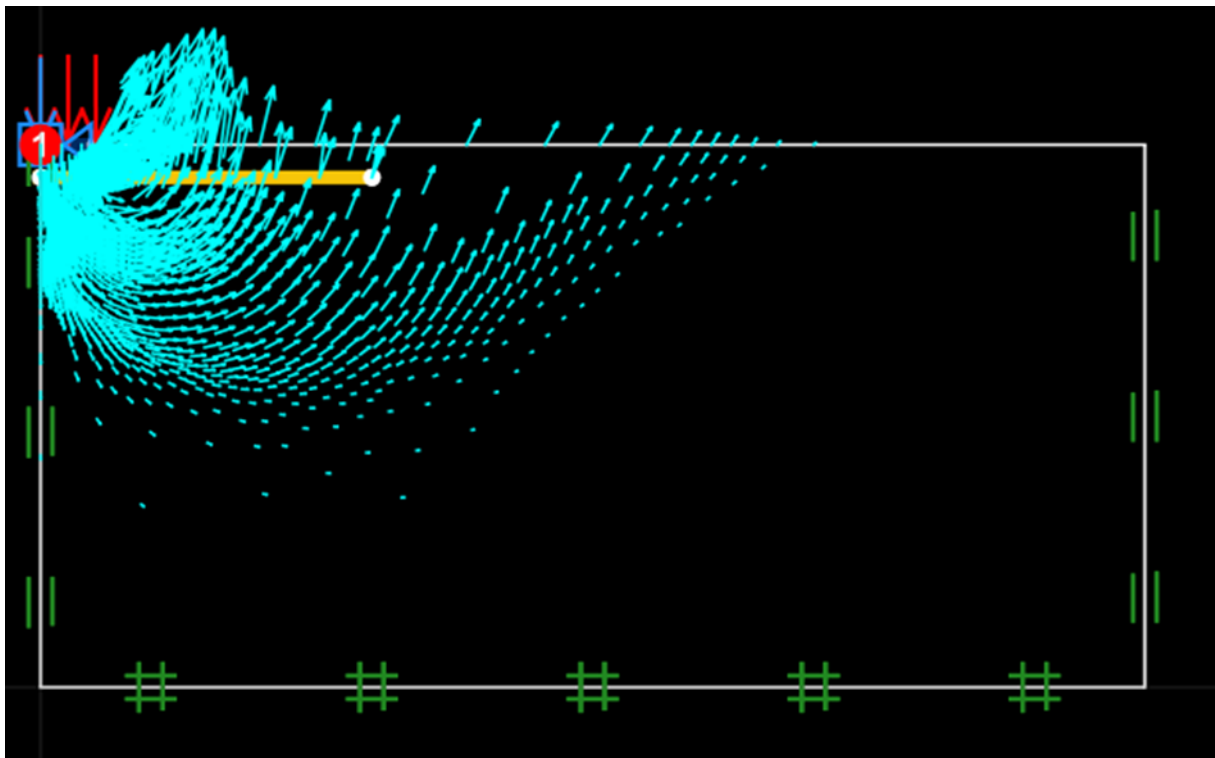
Figure 4. 9: Comparaison de la capacité portante (q) en fonction du rapport de tassement (s/B) pour les cas NR, $N = 1$ et $N = 2$ obtenus dans la présente étude.

4.4.3. Vecteurs de déplacement

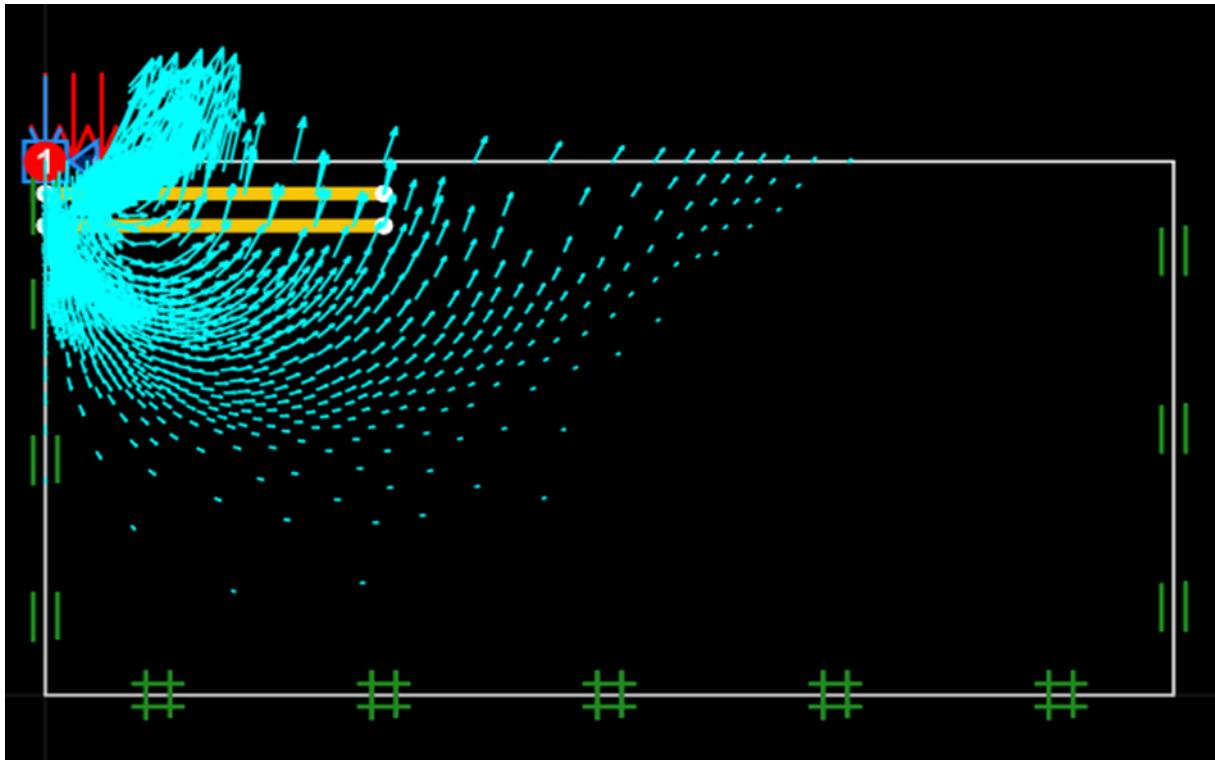
Les Figures 4.10 (a, b et c) illustrent la comparaison des champs de déplacement pour les fondations non renforcées et celles renforcées avec une ($N = 1$) et deux nappes ($N = 2$) de géosynthétiques. On observe clairement que, dans le cas de la fondation non renforcée, les vecteurs de déplacement sont fortement concentrés directement sous la semelle. En revanche, pour les fondations renforcées, ces vecteurs sont largement distribués sous la semelle, couvrant une largeur et une profondeur bien plus importantes que dans le cas non renforcé. Cela démontre que les nappes de géosynthétique empêchent le mouvement latéral des particules du sol, les forçant à se déplacer plus profondément. Ce phénomène conduit à une diffusion plus large et plus profonde des charges de la semelle dans le sol, augmentant ainsi la surface de rupture effective et, par conséquent, la capacité portante.



a) Les vecteurs de déplacements pour le cas non renforcé.



b) Les vecteurs de déplacements pour le cas renforcé $N=1$.

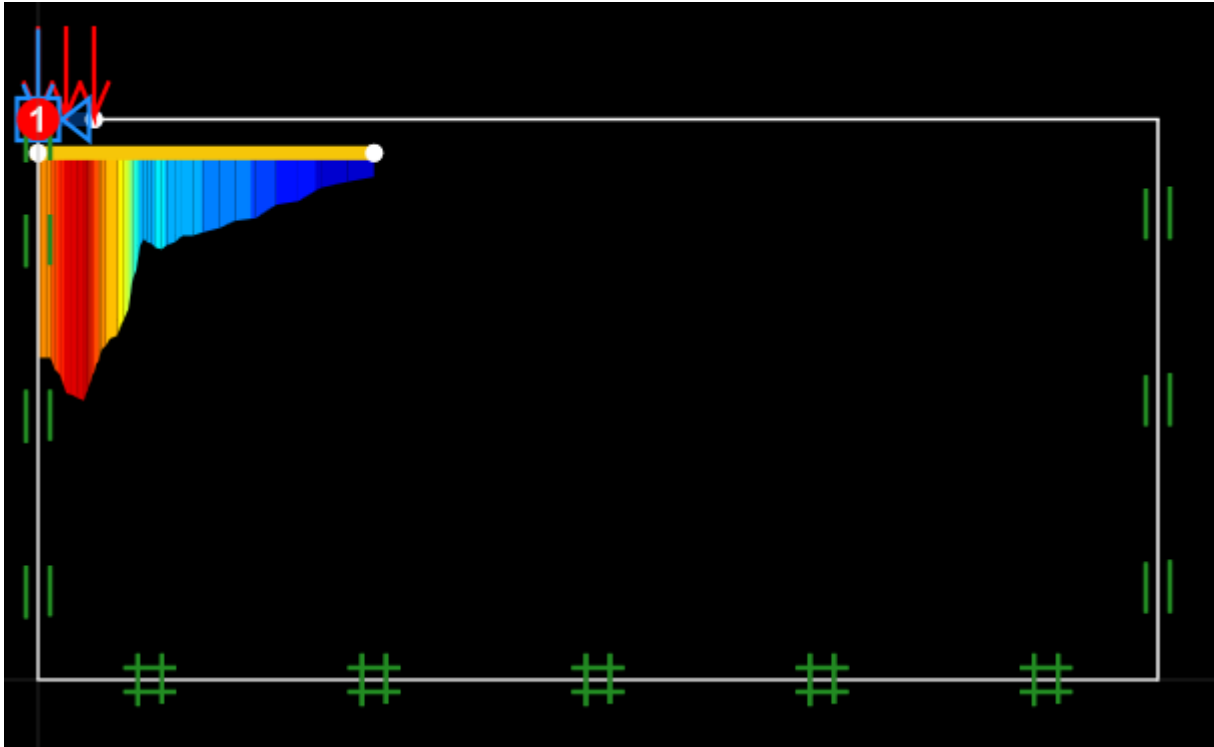


c) Les vecteurs de déplacements pour le cas renforcé $N=2$.

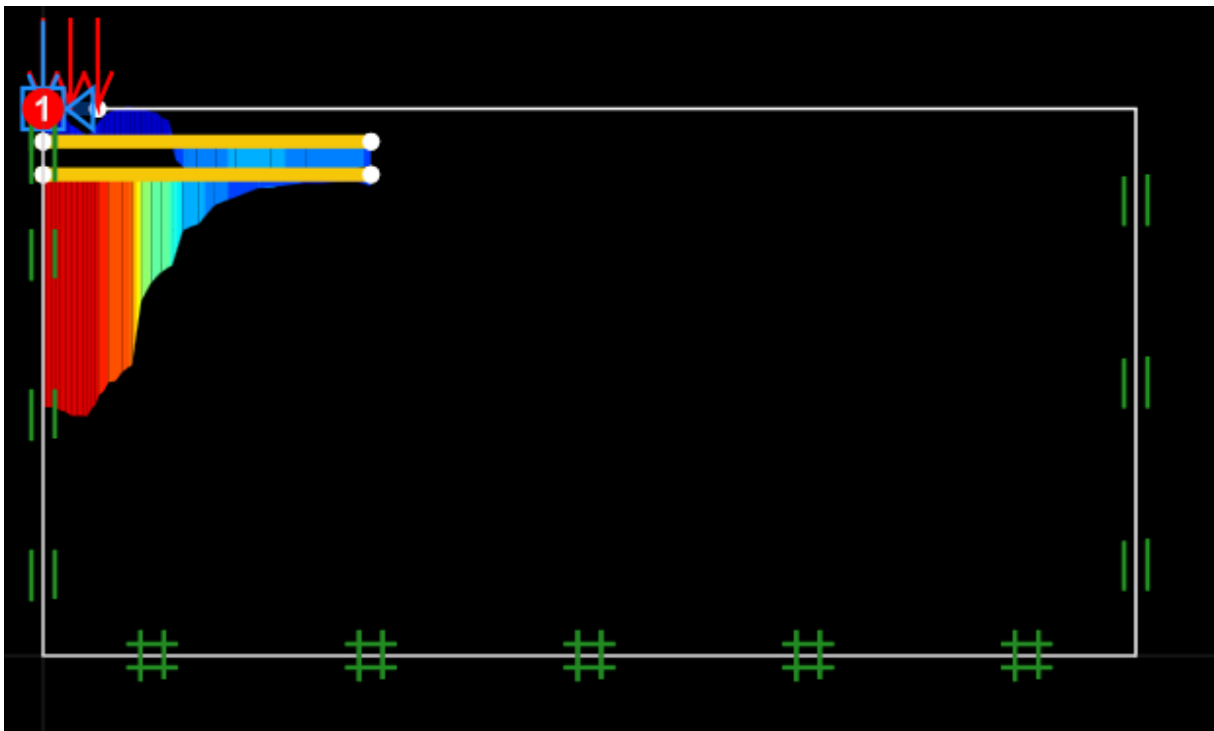
Figure 4. 10: Les vecteurs de déplacements obtenus par la présente étude.

4.4.4. Forces de traction

Les figures 4.11 (a et b) illustrent la répartition des forces de traction développées dans les nappes de géosynthétiques lorsque la fondation renforcée atteint sa capacité portante ultime. Ces figures montrent clairement que la déformation maximale le long du renfort se produit directement sous le centre de la semelle et diminue considérablement à mesure que la distance par rapport à ce centre augmente.



(a) Forces de traction pour le cas renforcé $N = 1$



(b) Forces de traction pour le cas renforcé $N = 2$

Figure 4. 11: les forces de traction obtenue par la présente étude.

4.5. Étude paramétrique

Pour déterminer les paramètres critiques (N , h , u , b , φ , D_f , EA), nous allons réaliser une étude paramétrique. Le but est de comprendre comment chacun de ces paramètres influence la capacité portante du sol renforcé.

Notre approche consistera à employer la même configuration de modèle et les mêmes données de base. Nous modifierons ensuite un seul paramètre à la fois pour observer son impact spécifique. Le tableau 4.3 détaillera l'ensemble des essais prévus.

Tableau 4. 1: Programme d'essais réalisés.

Series d'essai	Forme de renforcement	Paramètres constants	Paramètres variables
A	Sable non renforcé	Natural sand	-
B	Renforcement par couches horizontales	$b/B=6$; $N=1$; $\varphi=35^\circ$	$u/B=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1$
C		$u/B=0.3$; $N=1$; $\varphi=35^\circ$	$b/B=1,2,3,4,5,6,7,8,9,10$
D		$b/B=6$; $u/B=0.3$; $N=2$; $\varphi=35^\circ$	$h/B=0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1$
E		$b/B=6$; $u/B=0.3$; $h/B=0.3$; $\varphi=35^\circ$	$N=1,2,3,4,5$
F		$b/B=6$; $u/B=0.3$; $h/B=0.3$	$\varphi=30,35^\circ$
G		$b/B=6$; $u/B=0.3$; $h/B=0.3$; $N=1$; $\varphi=35^\circ$	$D_f/B=0, 0.5, 1$
H		$u/B=0.3$; $N=1$; $b/B=6$; $\varphi=35^\circ$	$EA=500,1000,2000,4000,6000,8000,10000$

4.5.1. Influence de la position de la première nappe de renforcement (u/B)

Pour approfondir la compréhension de l'impact de la première nappe de renforcement (u) sur la capacité portante, nous avons mené plusieurs modélisations numériques. Lors de ces simulations, les paramètres h et b ont été maintenus constants à $0.3B$ et $6B$ respectivement.

La distance de la nappe supérieure de géosynthétique, mesurée à partir du bas de la semelle (u), a été variée de $0.1B$ à $1.2B$. La Figure 4.12 illustre la variation de la capacité portante en fonction du tassement de la semelle pour cette série d'essais.

On observe clairement que la capacité portante de la semelle augmente avec le rapport de profondeur (u/B) jusqu'à un certain point. Au-delà de cette valeur, toute augmentation supplémentaire du rapport (u/B) entraîne une diminution de la capacité portante, la ramenant finalement à celle du sable non renforcé.

Plus précisément, la Figure 4.12 révèle que la capacité portante du sable renforcé passe de 400.4 kPa à 430.7 kPa lorsque l'espacement de la nappe supérieure (u) augmente de $0.1B$ à $0.3B$. Par la suite, elle chute à 339.10 kPa en passant de $0.3B$ à $0.8B$. Ces résultats nous permettent de conclure que les nappes de renfort situées au-delà de $u/B = 0.3$ ne contribuent plus efficacement à l'amélioration de la capacité portante de la semelle.

La Figure 4.11 illustre la variation des valeurs de BCR (Bearing Capacity Ratios) en fonction du rapport de profondeur de la nappe supérieure (u/B), pour des rapports de tassement spécifiques. Il ressort clairement de la Figure 4.13 que les BCR augmentent avec l'accroissement de u/B jusqu'à atteindre une valeur maximale à $u/B = 0.3$. Au-delà de ce point, les BCR diminuent.

Ces observations indiquent que la profondeur optimale de la nappe géosynthétique pour maximiser les bénéfices se situe autour de $0.3B$. Cette conclusion est corroborée par des études antérieures : *Kazi et al. (2015)* ont également rapporté une profondeur optimale d'environ $0.3B$ fois la largeur de la semelle pour atteindre la capacité portante maximale avec un géotextile.

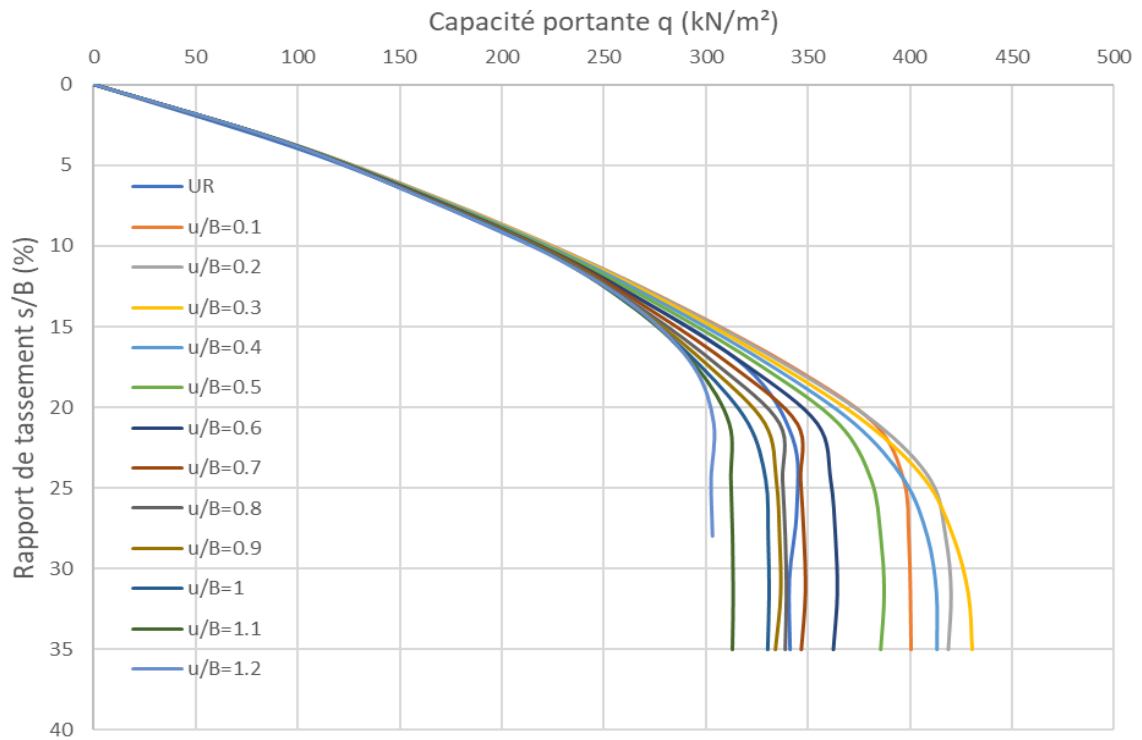


Figure 4. 12: Courbes capacité portante - tassement avec $h = 0.3B$ et $b = 6B$; $\varphi=35^\circ$ pour différentes profondeurs des nappes de géosynthétique.

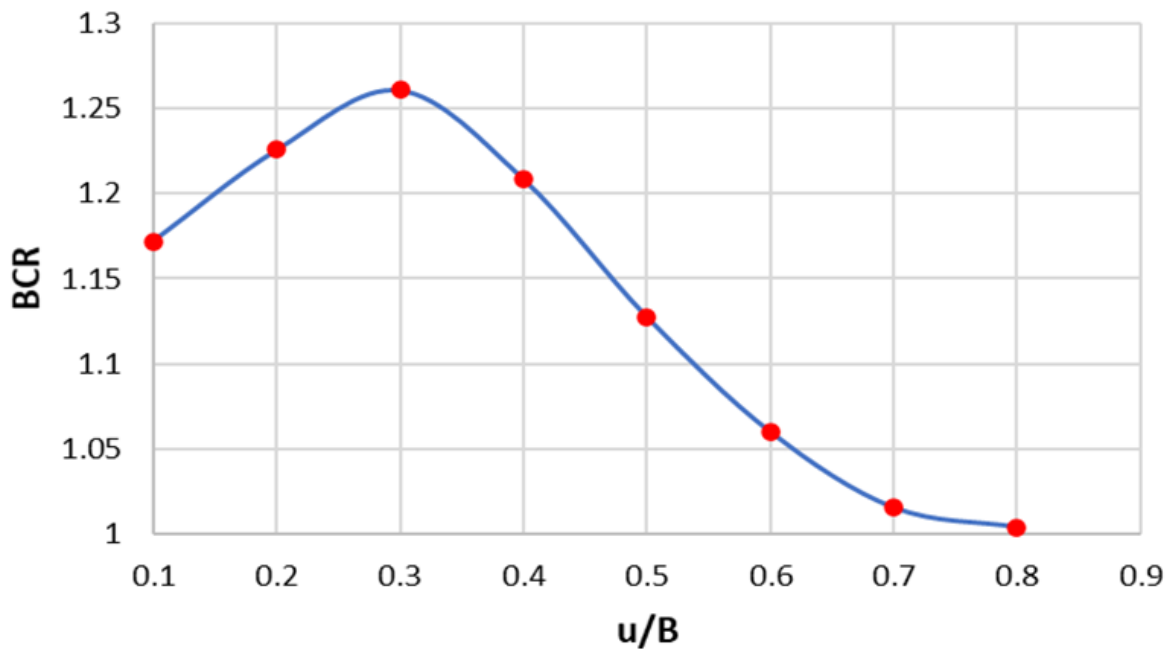
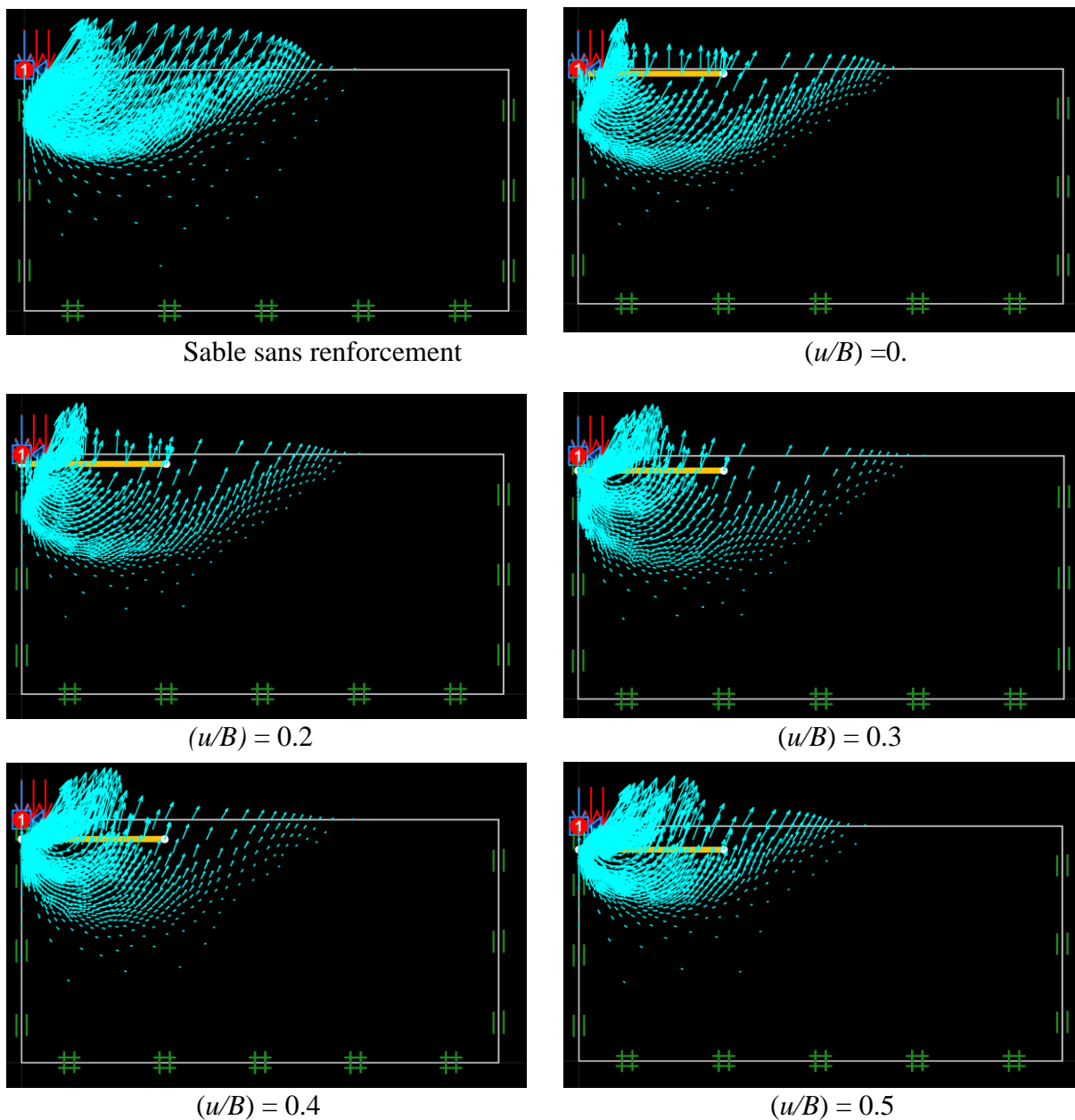


Figure 4. 13: Variations de (BCR) en fonction du rapport (u/B).

La Figure 4.14 présente une analyse comparative des vecteurs de déplacement au moment de la rupture ultime, en distinguant les fondations reposant sur un sol renforcé de celles sur un sol non renforcé. Cette comparaison est réalisée en fonction de la profondeur de la nappe de renforcement. Les observations révèlent un changement significatif dans le mécanisme de rupture : lorsque le rapport u/B est inférieur ou égal à 0.3 (c'est-à-dire une nappe de renforcement relativement peu profonde), la rupture s'étend au-delà du renforcement. Cependant, si la nappe géosynthétique est positionnée plus profondément, avec un rapport u/B supérieur à 0.3, la rupture se produit alors spécifiquement au-dessus de la nappe, celle-ci agissant de fait comme une frontière rigide qui modifie la propagation de la déformation.



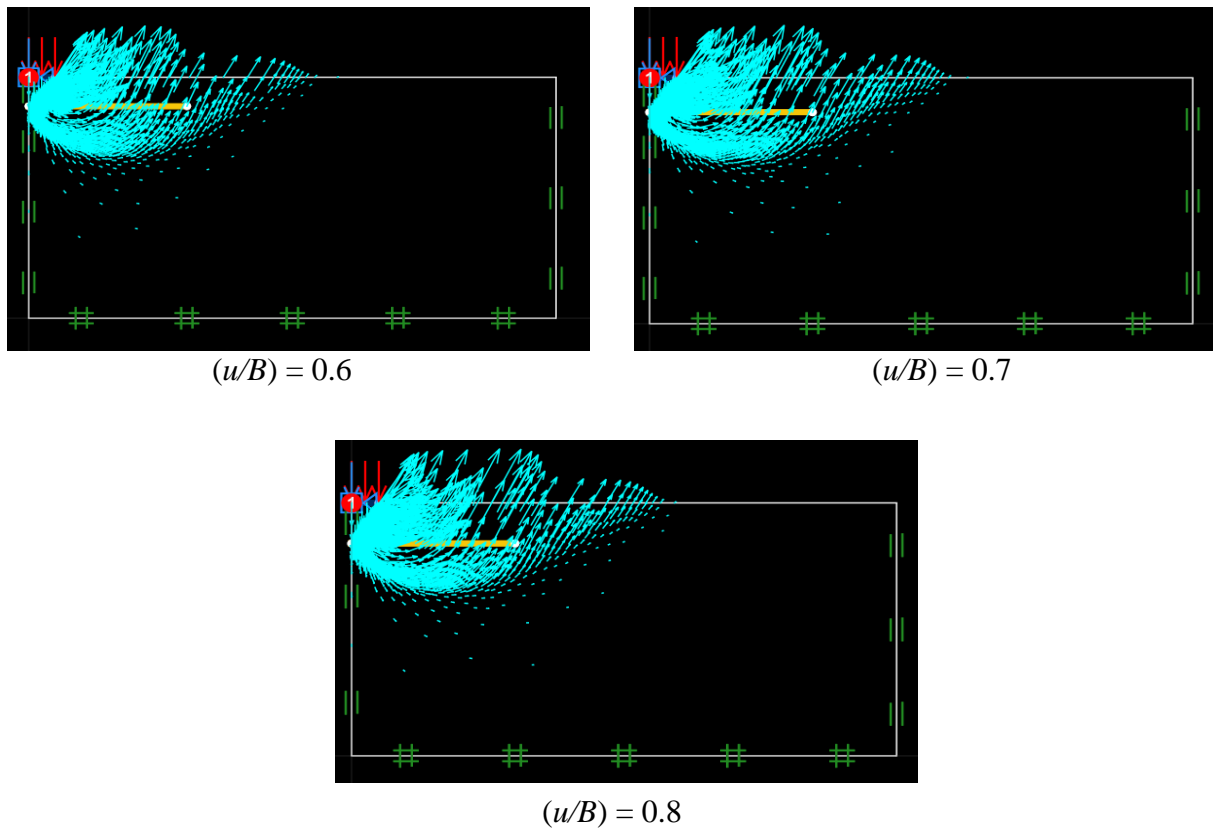


Figure 4. 14: analyse comparative des vecteurs de déplacement au moment de la rupture ultime (u/B).

4.5.2. Influence de la largeur de la nappe du renforcement (b/B)

Afin d'étudier l'influence de ce facteur, dix largeurs différentes de la nappe de géosynthétique, notées b , ont été testées : $b/B = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10$ (conformément à la série C du tableau 4.3). Pendant les simulations numériques, les paramètres u et h ont été maintenus constants à $0.3B$. Comme le montre la Figure 4.15, les résultats indiquent que l'augmentation du rapport (b/B) jusqu'à une valeur de 6 entraîne une augmentation de la capacité portante. Cependant, au-delà de cette valeur, l'amélioration reste pratiquement constante.

La Figure 4.16 illustre la variation du rapport de capacité portante (BCR) en fonction de la largeur normalisée de la nappe (b/B). On observe que le BCR augmente avec l'accroissement de b/B , atteignant un plateau aux alentours de $b/B \approx 6$. Au-delà de cette valeur, l'ajout de largeur de renforcement ($b > 6B$) n'entraîne plus d'augmentation significative de la capacité portante. L'analyse des résultats de cette étude permet donc de conclure que la largeur optimale du géosynthétique peut être considérée comme étant environ six fois la largeur de la semelle ($b/B=6$).

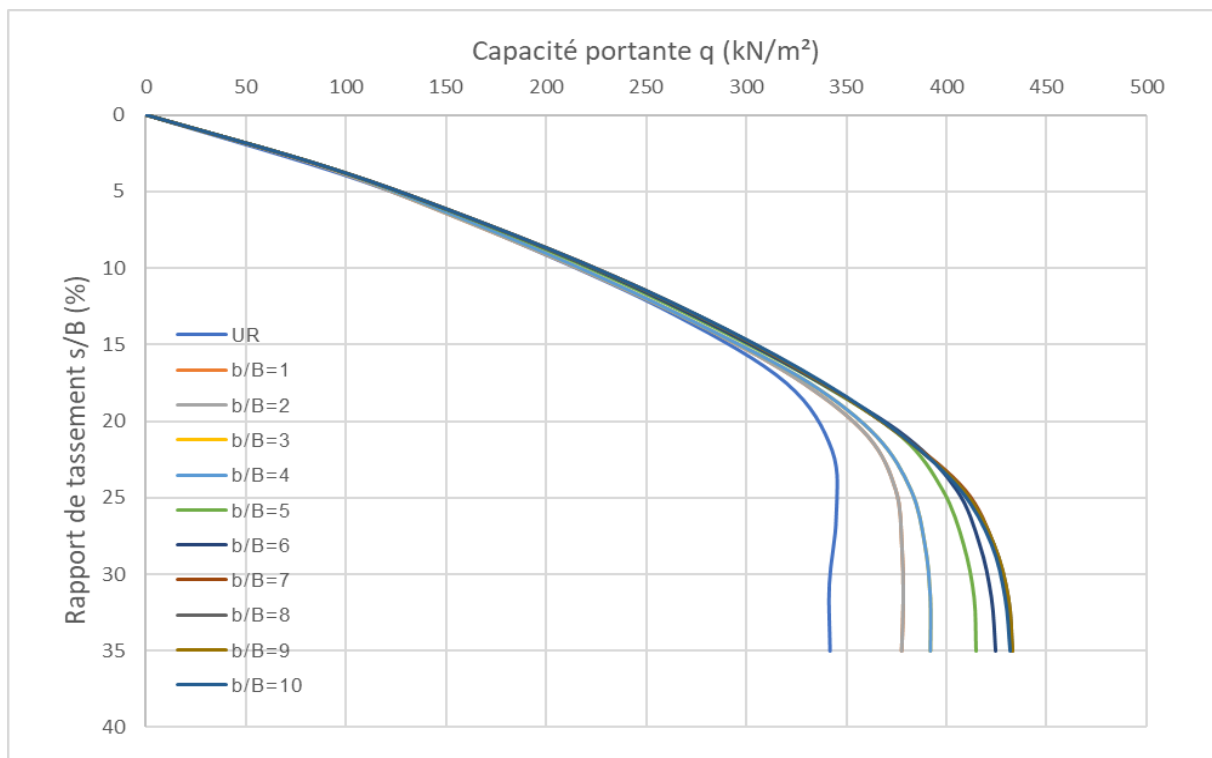


Figure 4. 15: Courbes capacité portante - tassement avec $h = 0.3B$ et $u = 0.3B$; $\varphi=35^\circ$ pour différentes largeurs des nappes de géosynthétique.

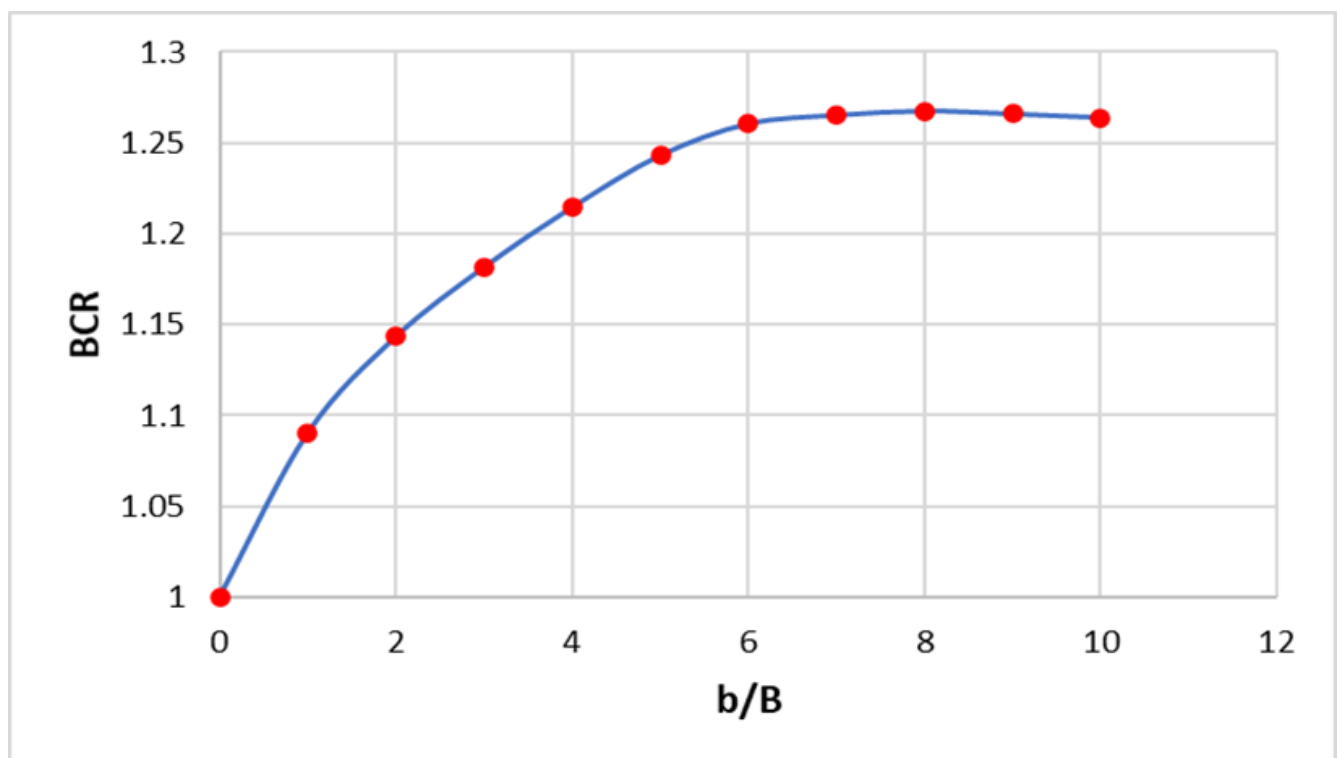
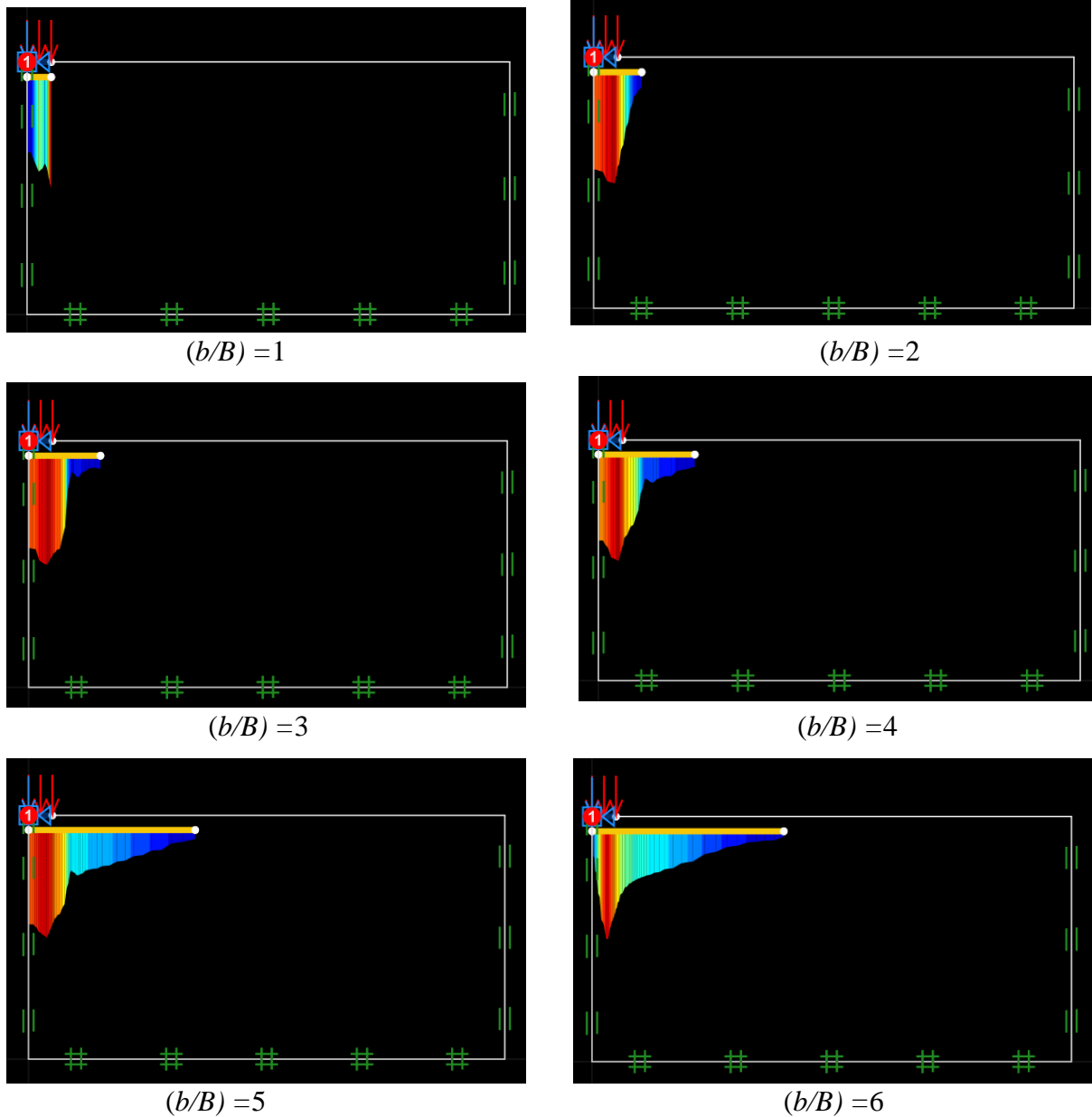


Figure 4. 16: Variations de (BCR) en fonction du rapport (b/B).

La figure 4.17 présente les forces de traction dans le renforcement pour différentes valeurs de b/B ($b/B = 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10$). Les nappes de renforcement sont mobilisées sur une largeur variant de 1 à $6B$, ce qui explique l'augmentation du rapport de la capacité portante dans cet intervalle. Cette augmentation est due aux contraintes maximales qui sollicitent les nappes de renforcement en traction. En dehors de cet intervalle, l'utilisation des géogrilles devient peu économique, voire inutile.



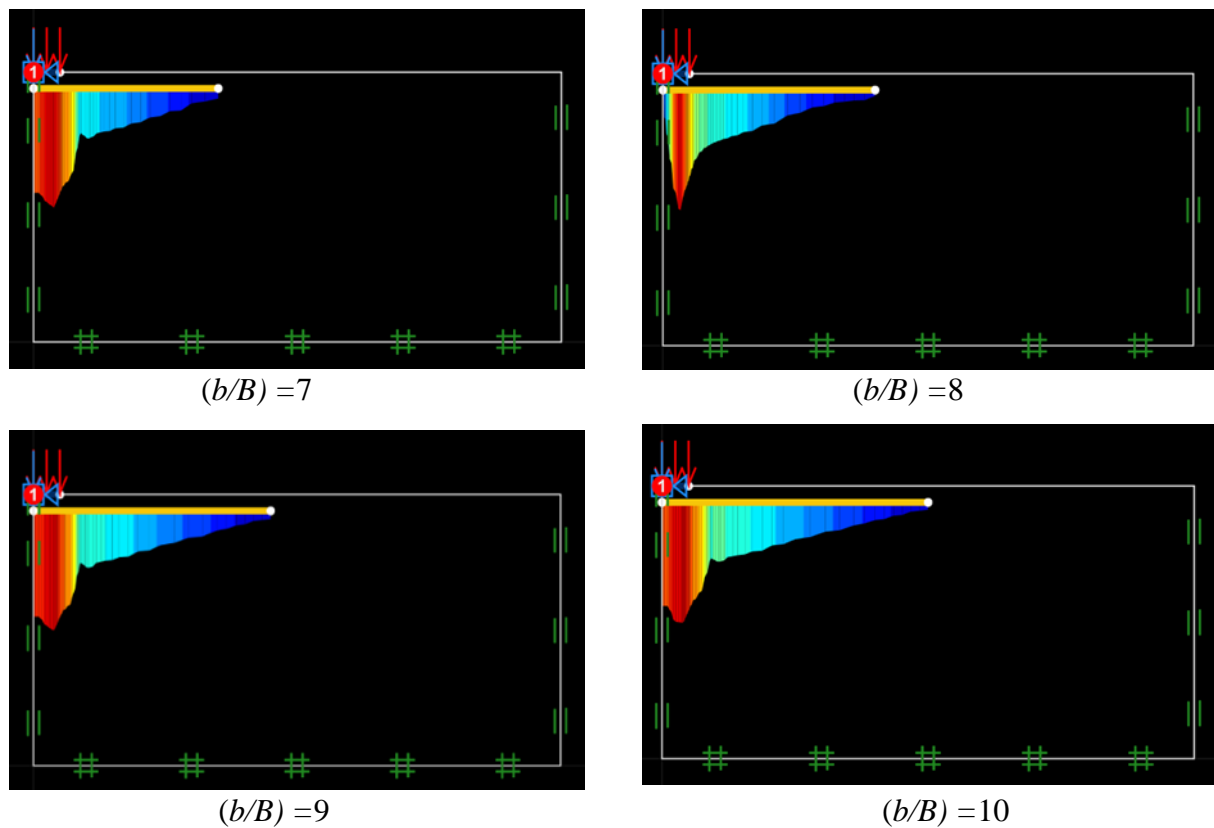


Figure 4. 17: analyse comparative des forces de traction au moment de la rupture ultime(b/B).

4.5.3. Influence de l'espacement entre les deux nappes du renforcement (h/B)

L'espacement vertical des nappes de renforcement (h/B) est un facteur crucial pour la capacité portante du sol renforcé. Une étude a analysé cet impact en utilisant deux nappes de renforcement, avec les paramètres u et b fixés à $0.3B$ et $6B$ (série D de tableau 4.3).

Les résultats ont montré dans la figure 4.18 qu'un espacement optimal existe pour maximiser la capacité portante ultime (q_u) à $h/B=0.3$, la capacité portante a atteint un maximum de 476.56 kN/m^2 , représentant une amélioration significative de 70% par rapport aux 341.60 kPa du sol non renforcé. Cependant, augmenter l'espacement réduisait l'efficacité, avec q_u diminuant de 472.64 kN/m^2 à 411.70 kN/m^2 pour $h/B = 0.4$ à 1 , cela suggère que des nappes trop espacées perdent leur synergie, tandis qu'un espacement trop faible peut être inefficace économiquement ou difficile à mettre en œuvre. En résulte que l'espacement optimal est environ $h=0.3B$ recommandé pour un équilibre idéal entre performance géotechnique et faisabilité pratique, afin de maximiser la stabilité et la capacité portante du système sol-renforcement.

L'analyse des ratios de capacité portante (BCR) en fonction du rapport d'espacement de la nappe géosynthétique (h/B), illustrée par la Figure 4.19 pour des rapports de tassement spécifiques, révèle une tendance significative. La Figure 4.19 met en évidence une

augmentation des BCR avec l'accroissement de h/B jusqu'à l'atteinte d'une valeur maximale à $h/B=0.3$, suivie d'une diminution au-delà de ce point.

Ces observations convergent vers la conclusion que l'espacement optimal pour une nappe géosynthétique, visant à maximiser ses bénéfices en termes de capacité portante, se situe aux alentours de $0.3B$. Cette conclusion est corroborée par des travaux de recherche antérieurs.

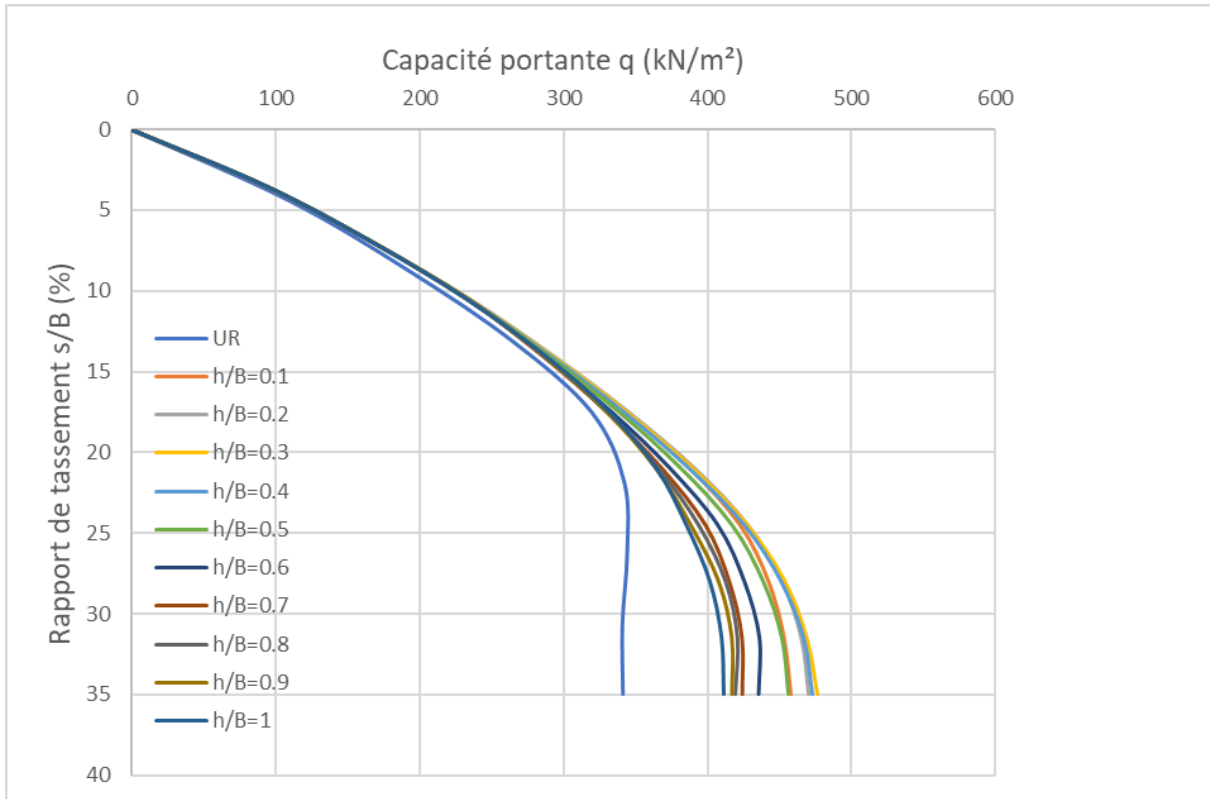


Figure 4. 18: Courbes capacité portante - tassement avec $u = 0.3B$ et $b = 6B$; $\varphi=35^\circ$ pour différents espacements entre les deux nappes de géosynthétique.

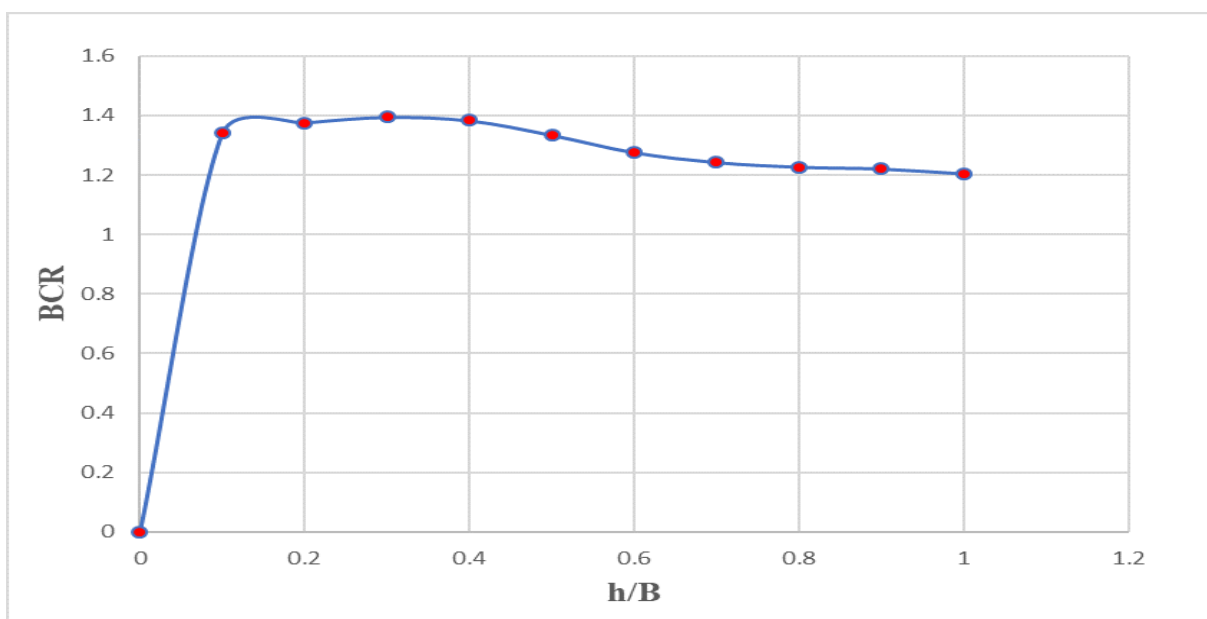
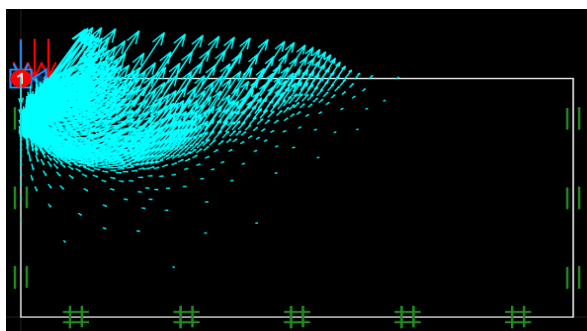


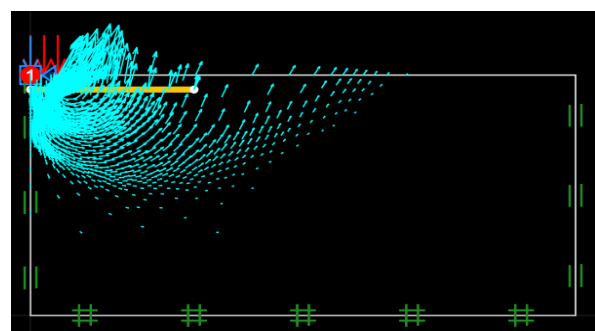
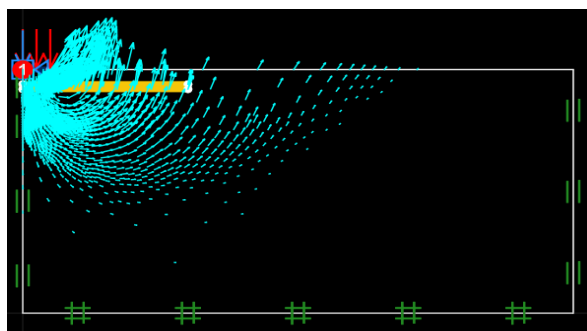
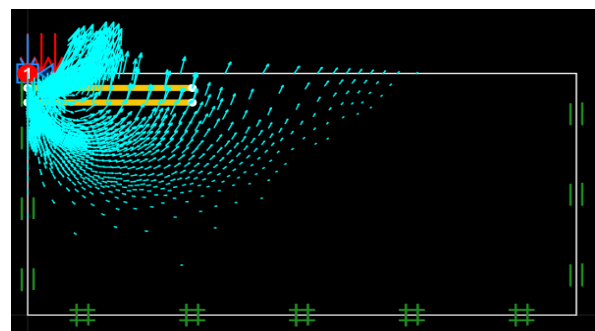
Figure 4. 19: Variations de (BCR) en fonction du rapport (h/B).

L'analyse des champs de vecteurs de déplacement issus de la modélisation numérique met en lumière l'impact majeur de l'espacement vertical (h/B) entre les nappes de renforcement sur la nature de la rupture. Pour un espacement restreint ($h/B=0.3$), les vecteurs de déplacement demeurent principalement confinés sous la fondation, définissant une zone de cisaillement efficacement maîtrisée par les nappes. Cela se traduit par une amélioration notable de la stabilité globale du sol renforcé, les surfaces de rupture étant plus profondes et plus étendues horizontalement, indiquant une mobilisation optimale du renforcement.

À l'inverse, lorsque h/B excède 0.4, les nappes s'avèrent trop distantes pour interagir efficacement. Les vecteurs de déplacement révèlent alors une concentration accrue des mouvements verticaux au centre de la fondation, tandis que les surfaces de rupture se propagent rapidement vers le bas, contournant les nappes. Ce phénomène est symptomatique d'une réduction de la contrainte de confinement et d'une perte de cohésion entre les nappes de renforcement. En somme, l'examen des vecteurs de déplacement offre une visualisation claire de l'évolution du mécanisme de rupture en fonction de h/B , soulignant l'importance cruciale d'un espacement optimal pour garantir une performance géotechnique maximale.



Sable non renforcé

 $h/B=0.1$  $h/B=0.2$  $h/B=0.3$

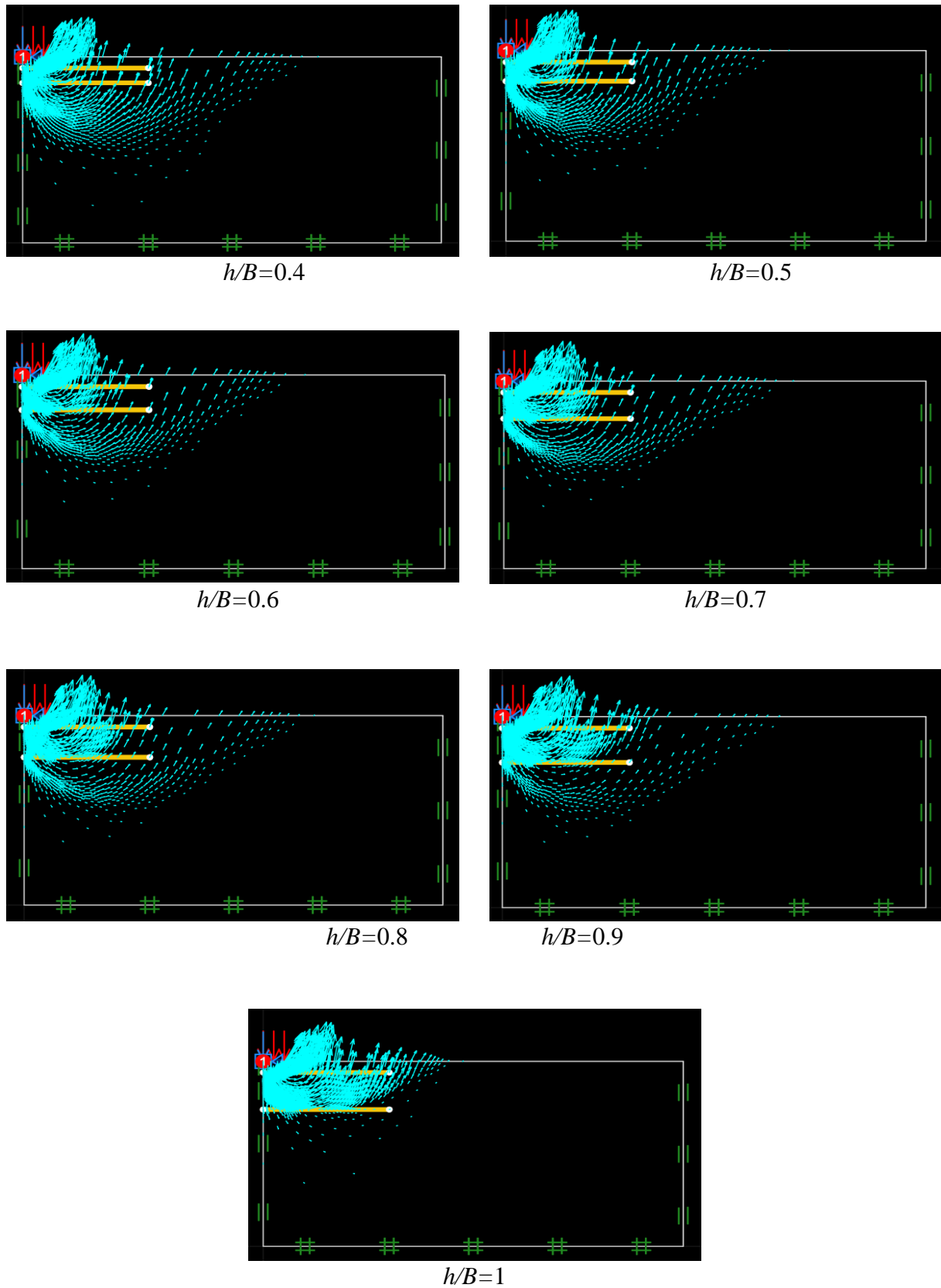


Figure 4. 20: analyse comparative des vecteurs de déplacement au moment de la rupture ultime (h/B).

4.5.4. Influence du nombre des nappes de géosynthétique de renforcement (N)

Cette étude a investigué l'impact de l'intégration de cinq nappes de renforcement horizontales ($N=1,2,3,4$, et 5) sur le comportement du sol, en comparaison avec un cas non renforcé. Les paramètres d'espacement et de profondeur ont été fixés à $h/B=u/B=0.3$ et $b/B=6$. La Figure 4.21 présente la variation de la capacité portante (q) en fonction des rapports de tassement (s/B) pour les différentes configurations de N .

La comparaison des courbes capacité portante-tassement confirme le rôle bénéfique des nappes géosynthétiques sous la fondation. Leur présence induit une double amélioration : d'une part, une augmentation notable de la capacité portante du sol, et d'autre part, une réduction significative du tassement de la fondation. De plus, comme l'illustre la Figure 4.22, la capacité portante s'accroît proportionnellement à l'augmentation du nombre de nappes de renforcement. L'impact du nombre de nappes de renforcement (N) sur la capacité portante du sol est direct et se manifeste par une amélioration progressive du BCR .

Capacité portante q [kPa]	Nombre des nappes (N)
341.71	Sable non renforcé
430.95	$N=1$
476.52	$N=2$
514.78	$N=3$
548.76	$N=4$
573.19	$N=5$

L'analyse des résultats révèle que l'augmentation du nombre de nappes de renforcement (N) entraîne une amélioration significative de la performance géotechnique du sol renforcé. Pour les premières couches ajoutées, notamment entre $N = 1$ et $N = 3$, on observe un gain remarquable en capacité portante, traduisant une interaction optimale entre le sol et les armatures. Toutefois, à partir de la quatrième nappe, le taux d'amélioration commence à se stabiliser, avec des apports supplémentaires de plus en plus faibles. Cela indique que la capacité portante atteint progressivement une limite structurelle, au-delà de laquelle l'ajout de renforcement ne contribue plus de manière efficace à la stabilité globale. Cette tendance met en évidence l'importance d'un dimensionnement rationnel, où l'équilibre entre efficacité technique et coût économique doit être pris en considération.

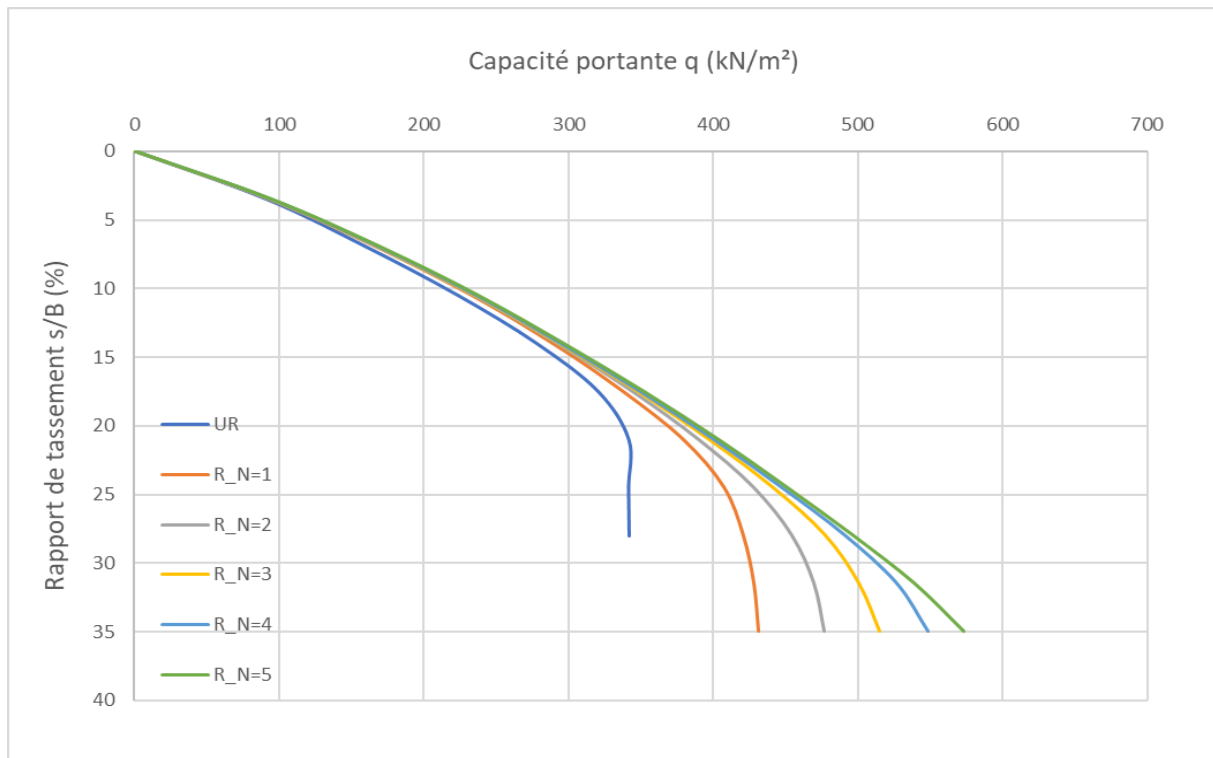


Figure 4. 21: Variation de la capacité portante (q) en fonction des rapports de tassement (s/B) avec $h/B = u/B = 0.3$ et $b = 6B$ pour différents nombres des nappes de géosynthétique.

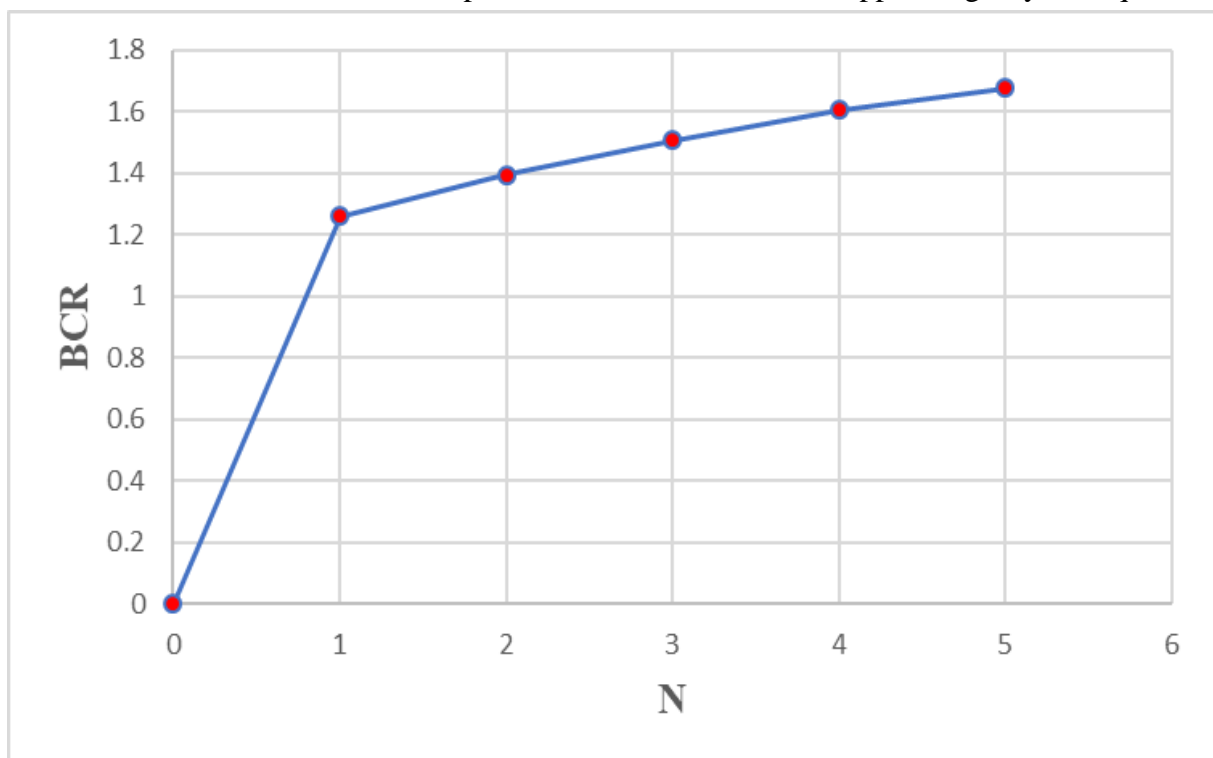


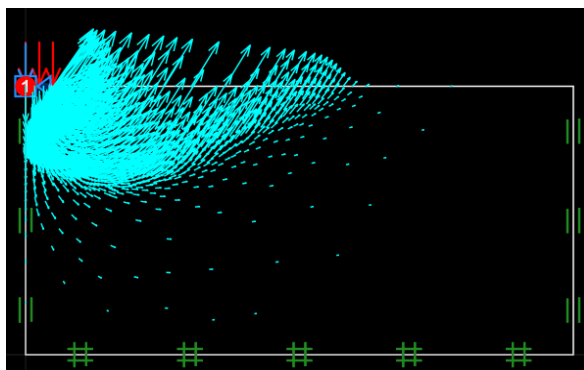
Figure 4. 22: Variations de (BCR) en fonction du rapport (N).

L'analyse des champs de vecteurs de déplacement obtenus par modélisation numérique révèle l'influence déterminante du nombre de nappes de renforcement (N) sur la stabilité du sol.

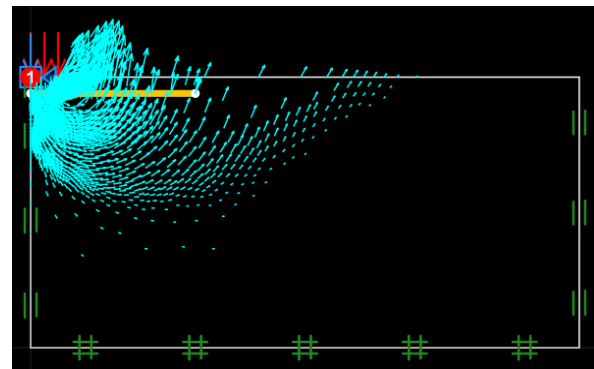
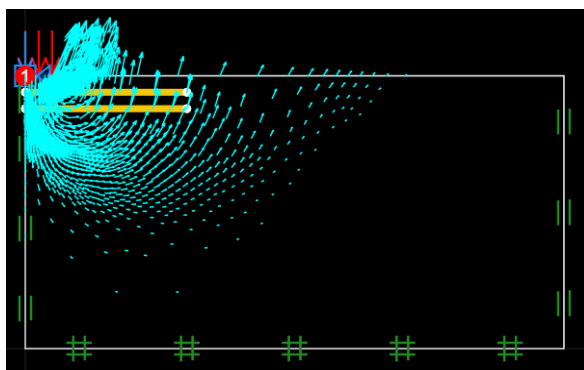
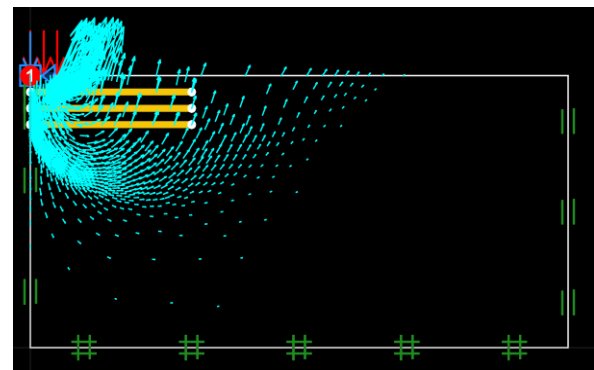
Avec un faible nombre de nappes ($N = 2$), les vecteurs de déplacement sont concentrés dans une zone de déformation restreinte. Les surfaces de rupture restent relativement proches de la fondation, indiquant une mobilisation limitée du renforcement et un mécanisme de rupture plus rapide. Cependant, à mesure que N augmente ($N \geq 4$), les nappes interagissent de manière plus synergique. Elles distribuent mieux les contraintes et limitent les déplacements. Les vecteurs de déplacement se répartissent alors plus uniformément sous la fondation, et les surfaces de rupture s'étendent plus profondément et horizontalement. Cette configuration favorise un meilleur confinement des contraintes entre les nappes et une cohésion accrue des couches renforcées.

Il est important de noter qu'au-delà d'un certain seuil critique, l'ajout de nappes supplémentaires a un effet marginal. Les déplacements ne diminuent plus significativement, ce qui suggère que l'effet du renforcement atteint une saturation.

En somme, l'étude des vecteurs de déplacement en fonction de N met en évidence la nécessité de déterminer un nombre optimal de nappes de renforcement pour maximiser la performance géotechnique, tout en évitant un surdimensionnement inutile.



Sable non renforcé

 $N=1$  $N=2$  $N=3$

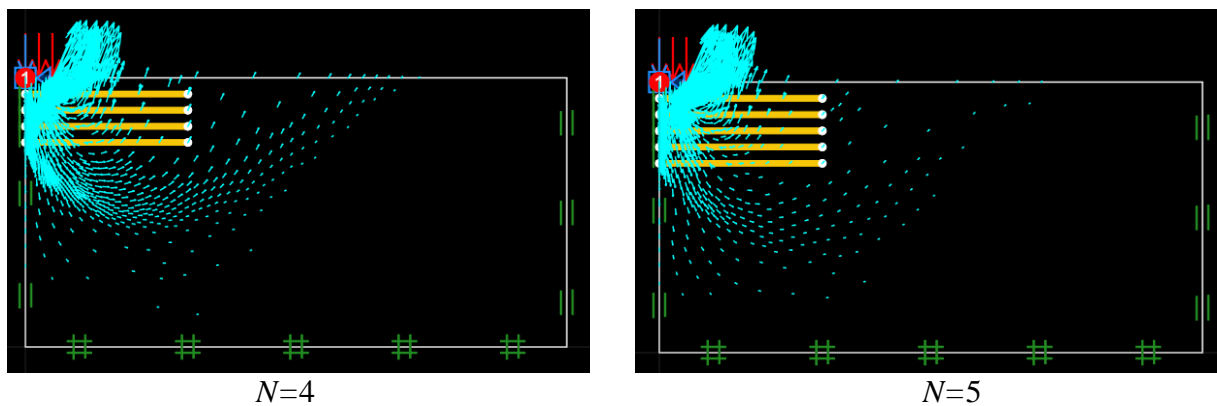


Figure 4. 23: analyse comparative des vecteurs de déplacement au moment de la rupture ultime (N).

4.5.5. Influence de l'angle de frottement interne (φ) dans les sols renforcés et non renforcés

L'angle de frottement interne (φ) est un paramètre fondamental qui impacte directement la résistance au cisaillement du sol et, par extension, sa capacité portante. L'analyse des résultats pour $\varphi=30^\circ$ et $\varphi=35^\circ$, aussi bien pour le sol non renforcé que renforcé, révèle une amélioration significative avec l'augmentation de φ .

Pour les sols non renforcés, une augmentation de φ de 30° à 35° se traduit par un gain de capacité portante d'environ 58% (passant de 215.18 kN/m^2 à 342.15 kN/m^2). Ceci est attribué à une meilleure friction intergranulaire, qui restreint la propagation des surfaces de rupture et accroît la stabilité globale du massif de sol.

Dans le cas des sols renforcés (avec $s/B=35\%$), l'effet de l'augmentation de φ est encore plus prononcé. La capacité portante augmente d'environ 59% (de 259.52 kN/m^2 à 429.92 kN/m^2). Cette amplification s'explique par la synergie entre l'amélioration du frottement interne du sol et l'action de confinement du renforcement. Le géosynthétique limite les déplacements et mobilise davantage la résistance intrinsèque du sol.

En synthèse, l'accroissement de l'angle de frottement interne φ améliore notablement la capacité portante, que le sol soit renforcé ou non. Cependant, cette amélioration est magnifiée en présence de renforcement, soulignant l'intérêt d'associer des propriétés mécaniques de sol favorables à une solution de renforcement appropriée pour optimiser la performance.

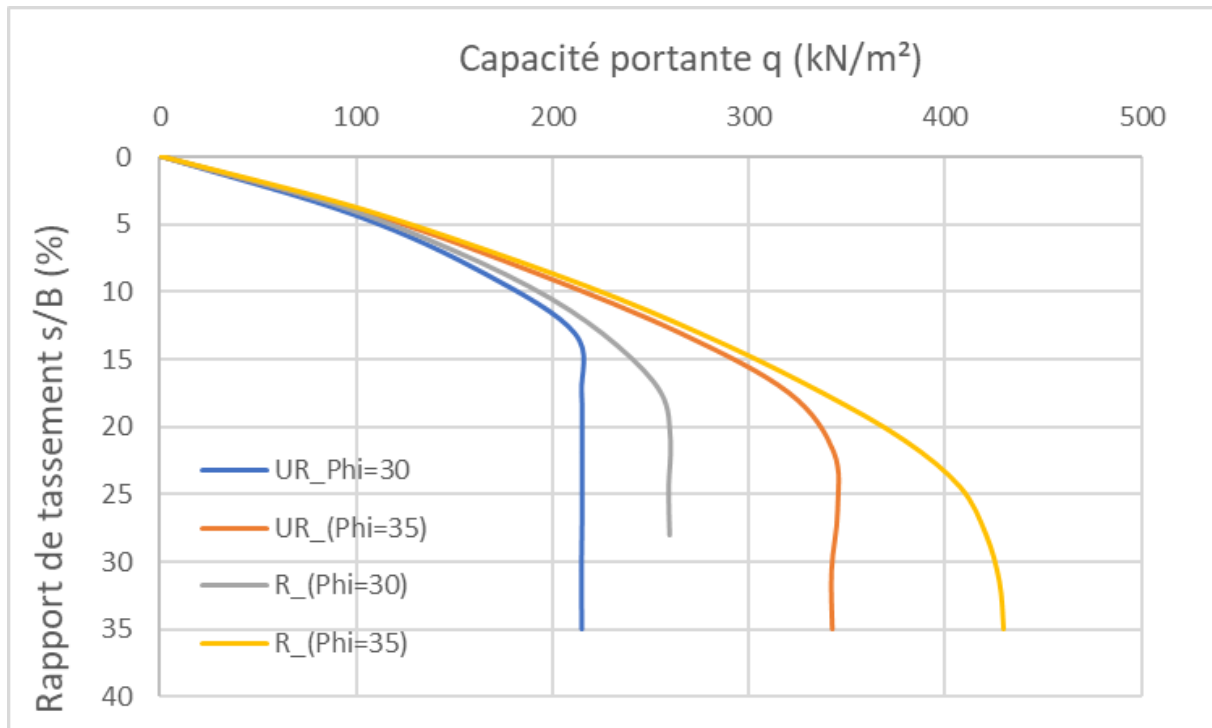


Figure 4. 24: Variation de la capacité portante (q) en fonction des rapports de tassement(s/B) avec $h/B = u/B = 0.3$ et $b = 6B$ pour différentes ϕ renforcé et non renforcé.

Le mécanisme de rupture d'un sol sous charge verticale peut être élucidé par l'analyse des vecteurs de déplacement, qui renseignent sur la direction et l'intensité des mouvements du sol sous la semelle. Pour un sol non renforcé, ces déplacements sont généralement plus importants et les surfaces de rupture plus étendues, surtout lorsque l'angle de frottement interne (ϕ) est faible.

Lorsque $\phi = 30^\circ$, les vecteurs de déplacement révèlent un mouvement latéral et ascendant plus marqué, caractéristique d'un comportement plastique développé et d'une faible résistance au cisaillement. Les zones de rupture s'étendent alors vers l'extérieur, entraînant une capacité portante relativement basse.

En revanche, à $\phi = 35^\circ$, les vecteurs de déplacement sont plus courts et davantage concentrés autour de la semelle. Cette observation traduit une amélioration significative de la stabilité du sol, directement liée à l'augmentation du frottement intergranulaire. Les zones de rupture deviennent plus confinées, ce qui réduit l'ampleur des déplacements latéraux et indique une meilleure performance en termes de capacité portante.

En résulte que l'étude des vecteurs de déplacement démontre clairement que l'augmentation de φ diminue l'ampleur et la dispersion du mécanisme de rupture, se traduisant par une résistance accrue du sol sous la semelle.

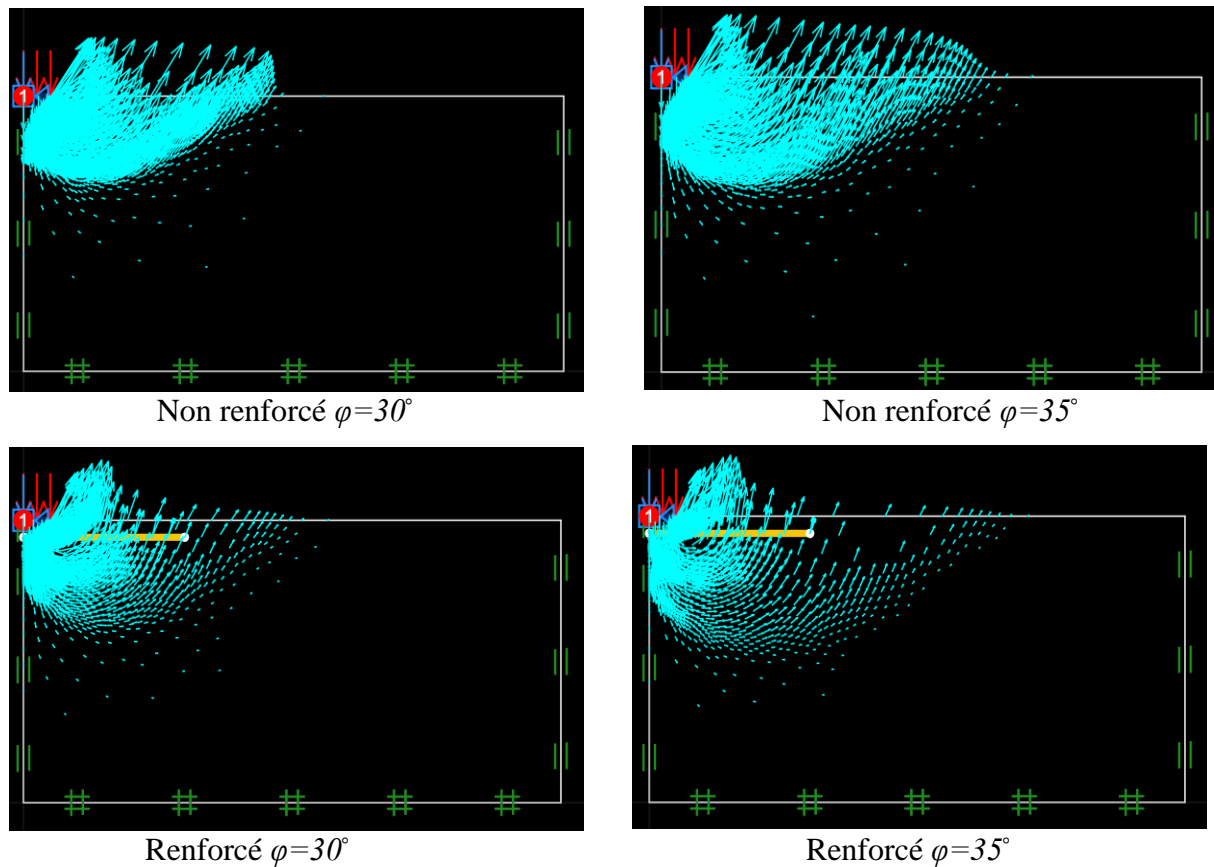


Figure 4. 25 : analyse comparative des vecteurs de déplacement au moment de la rupture ultime (φ).

4.5.6. Influence de la profondeur d'encastrement (D_f) dans les sols renforcés et non renforcés

L'influence de la profondeur d'encastrement (D_f) sur la capacité portante des fondations superficielles est un paramètre de conception fondamental. D_f régule la contrainte verticale mobilisée par le sol sous la semelle, ainsi que la morphologie du mécanisme de rupture. Dans cette étude, l'effet de D_f a été analysé pour trois valeurs distinctes : 0 , $0.5B$, et $1B$, tant pour le sol non renforcé que pour le sol renforcé, avec les paramètres $h=0.3B$, $u=0.3B$, $b=6B$, $N=1$ et $\varphi=35^\circ$.

Dans le cas du sol non renforcé, une augmentation progressive de la capacité portante est observée avec l'accroissement de D_f . Les valeurs mesurées sont de 342.70 kN/m^2 pour $D_f = 0$, 423.39 kN/m^2 pour $D_f = 0.5B$, et 496.00 kN/m^2 pour $D_f = 1B$. Cette progression représente une amélioration d'environ 90% entre $D_f = 0$ et $D_f = 1B$. Cette amélioration est attribuable à une

mobilisation accrue des contraintes passives latérales, ce qui renforce la stabilité globale du massif de sol (Figure 4.26).

Pour le sol renforcé, l'impact de D_f est encore plus prononcé. La capacité portante s'établit à 431.28 kN/m² pour $D_f = 0$, 476.66 kN/m² pour $D_f = 0.5B$, et 550.25 kN/m² pour $D_f = 1B$. Cette augmentation de près de 87% met en évidence une synergie significative entre le confinement latéral accru dû à l'encastrement et l'action stabilisante des géosynthétiques (Figure 4.26).

En synthèse, l'augmentation de la profondeur d'encastrement (D_f) améliore substantiellement la capacité portante dans les deux configurations de sol. Cet effet est particulièrement amplifié en présence de renforcement, confirmant l'importance d'un dimensionnement judicieux de D_f . Combiné à une solution de renforcement appropriée, un D_f optimisé est crucial pour maximiser la performance des fondations.

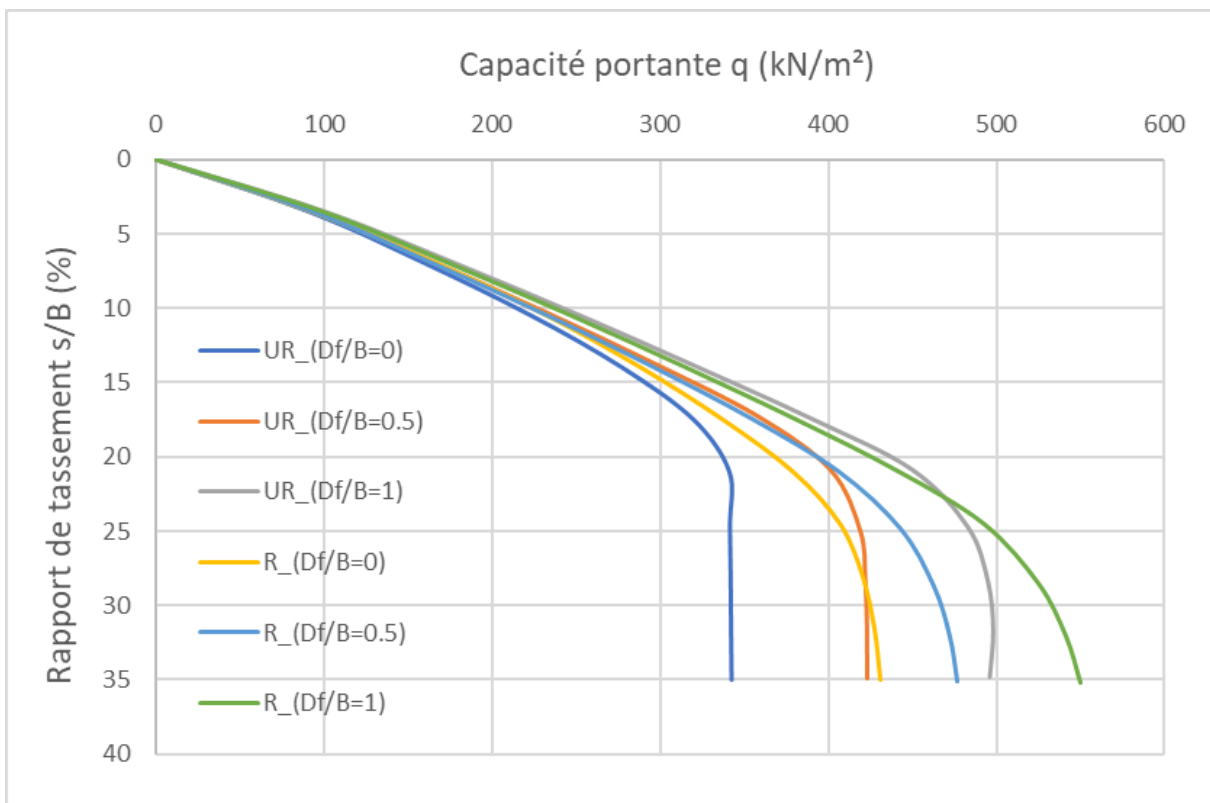


Figure 4. 26: Variation de la capacité portante (q) en fonction des rapports de tassement(s/B) avec $h/B = u/B = 0.3$, $b = 6B$, $N=1$ et $\varphi = 35^\circ$ pour différentes D_f renforcé et non renforcé.

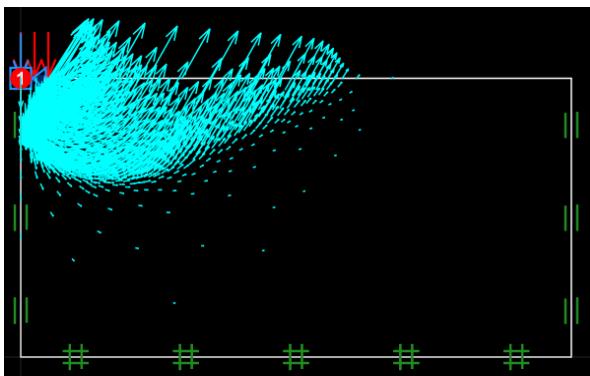
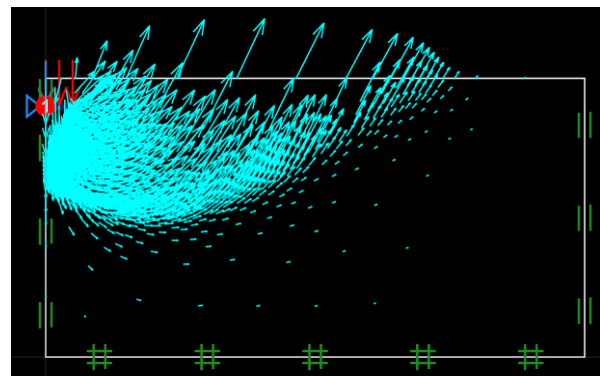
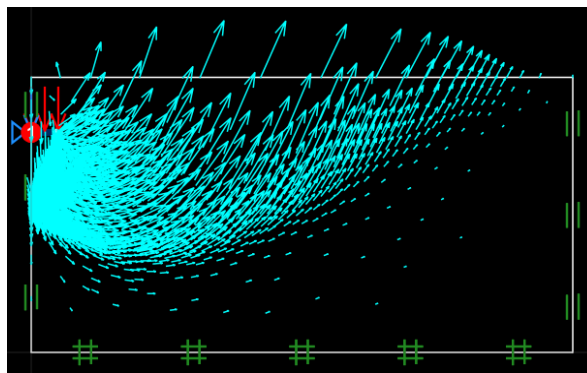
L'étude des champs de vecteurs de déplacement fournit une visualisation directe de l'évolution du mécanisme de rupture en fonction de la profondeur d'encastrement (D_f) (figure 4.27).

À $D_f = 0$, les vecteurs de déplacement sont caractérisés par une longueur prononcée et une dispersion significative loin de la semelle. Cette configuration indique une zone de rupture étendue et un glissement latéral important, reflétant une faible contrainte de confinement et, par conséquent, une capacité portante réduite.

Lorsque $D_f=0.5B$, les vecteurs deviennent plus courts et s'inclinent davantage vers l'intérieur. Ceci témoigne d'une meilleure mobilisation des contraintes passives et d'une réduction du champ de déplacement, contribuant ainsi à une amélioration de la stabilité globale du sol.

Pour $D_f=1B$, les vecteurs de déplacement sont nettement plus concentrés autour de la semelle, avec une orientation plus verticale. Cette configuration révèle un confinement maximal du sol, ce qui restreint considérablement l'étendue de la zone de rupture. Il en résulte une résistance au cisaillement accrue et une capacité portante significativement améliorée.

L'analyse des vecteurs de déplacement démontre ainsi que l'augmentation de D_f réduit l'amplitude et la dispersion du mécanisme de rupture, se traduisant par une amélioration substantielle de la performance géotechnique de la fondation.

Non renforcé $D_f=0$ Non renforcé $D_f=0.5$ Non renforcé $D_f=1$

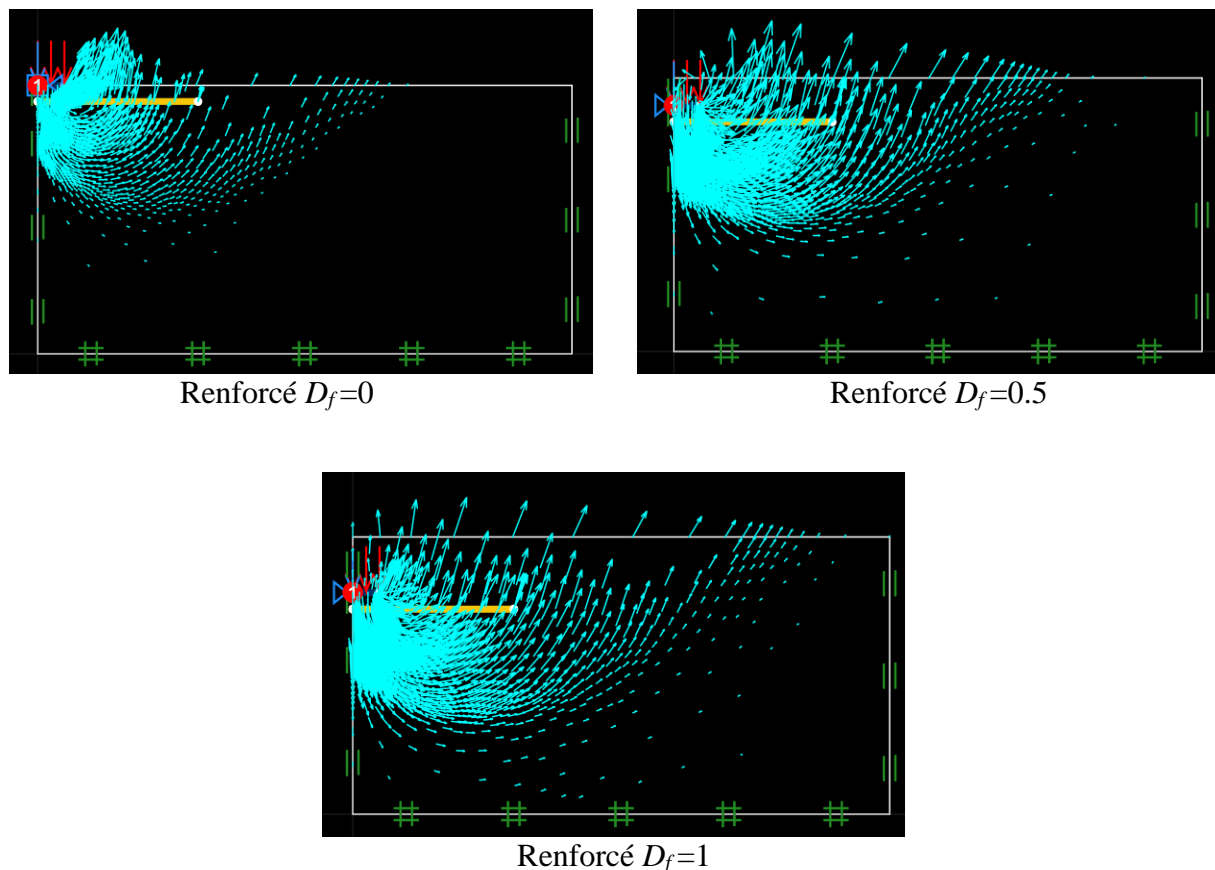


Figure 4. 27: analyse comparative des vecteurs de déplacement au moment de la rupture ultime (D_f).

4.5.7. Influence de la rigidité axiale du géosynthétique (EA)

La rigidité axiale (EA) du géosynthétique est une propriété matérielle cruciale qui impacte significativement sa performance. Afin d'évaluer son influence sur la capacité portante, sept valeurs distinctes d' EA ont été étudiées : 500 kN/m , 1000 kN/m , 2000 kN/m , 4000 kN/m , 6000 kN/m , 8000 kN/m et 10000 kN/m .

Comme l'illustre la Figure 4.28, une augmentation de la rigidité du géosynthétique conduit généralement à une hausse de la capacité portante. Cependant, cette amélioration n'est significative que lorsque EA se situe entre 500 et 2000 kN/m . Dans cette plage, le sable était considéré comme sous-renforcé, ce qui signifie que chaque ajout de rigidité apportait des bénéfices tangibles. Au-delà de $EA = 2000$ kN/m , le sable est passé à un état de sur-renforcement, et les augmentations supplémentaires de EA n'ont eu aucune influence notable sur la capacité portante. Cela suggère l'existence d'un seuil de rigidité optimal, au-delà duquel la rigidité additionnelle du matériau ne se traduit plus par des gains proportionnels de performance.

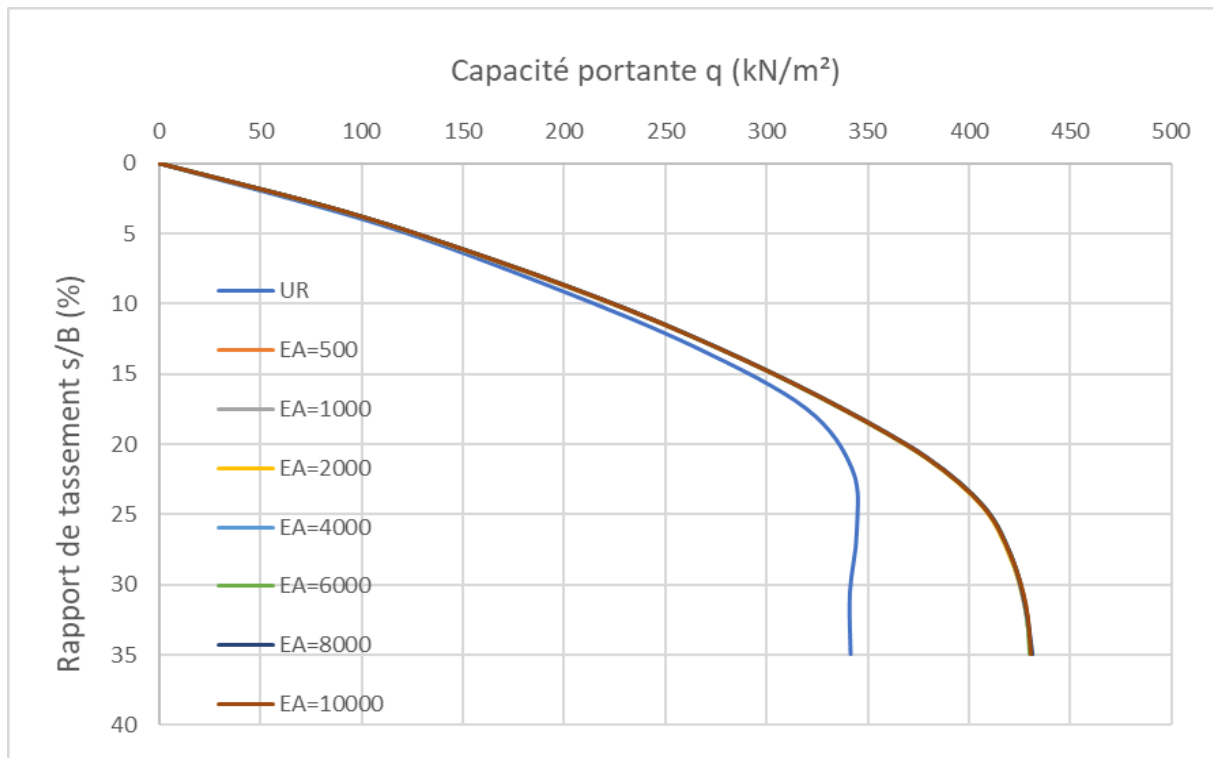


Figure 4. 28: Influence de la rigidité axiale de géosynthétique EA sur la capacité portante.

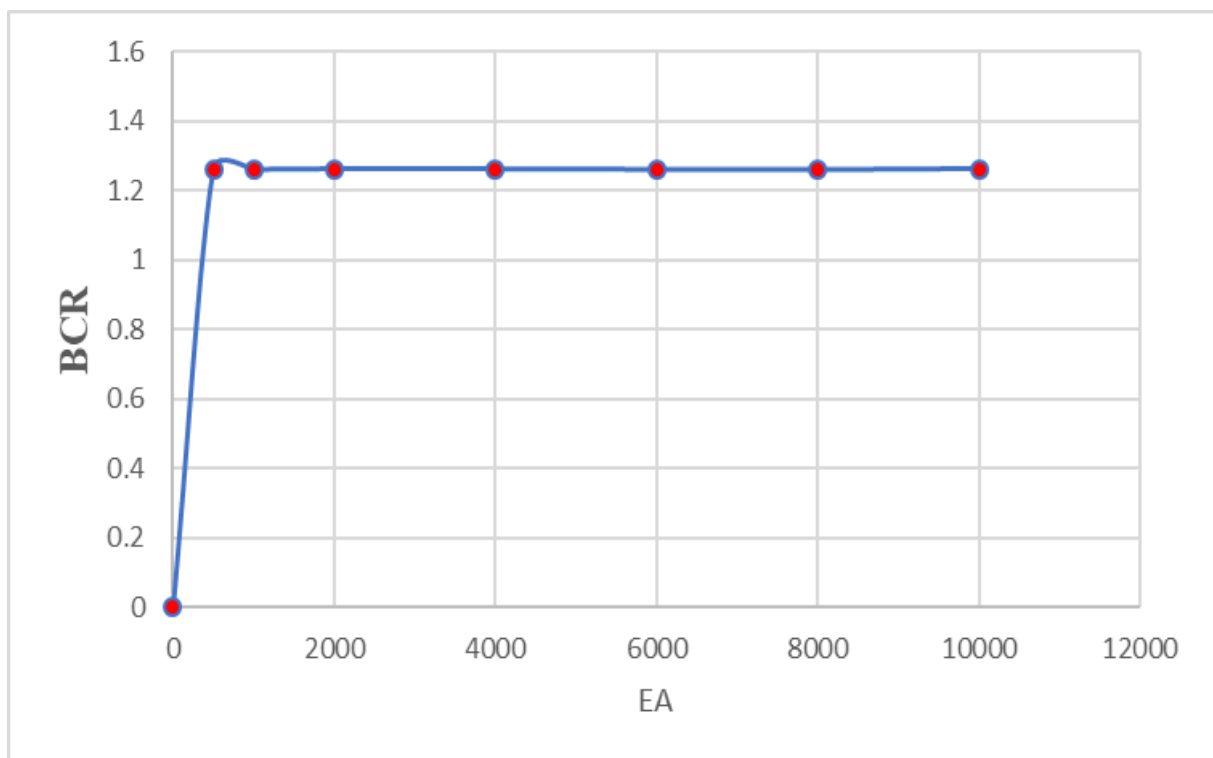


Figure 4. 29: Variations de (BCR) en fonction de (EA).

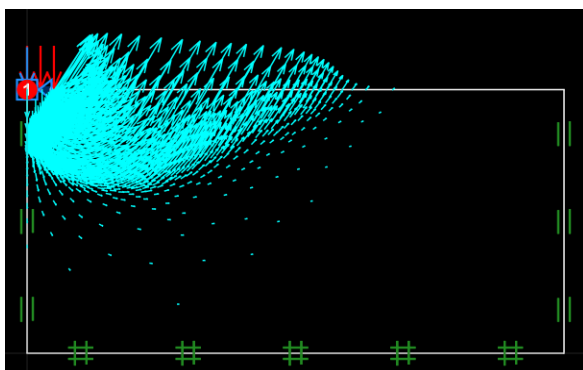
L'analyse des champs de vecteurs de déplacement révèle l'influence directe de la rigidité du renforcement (EA) sur la stabilité du sol renforcé.

Pour de faibles valeurs d' EA (500 kN/m), les vecteurs sont longs et dispersés, indiquant une zone de rupture étendue avec un faible confinement. Ceci reflète une efficacité limitée du renforcement.

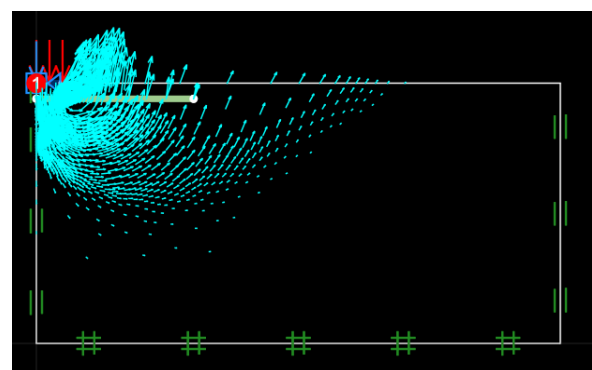
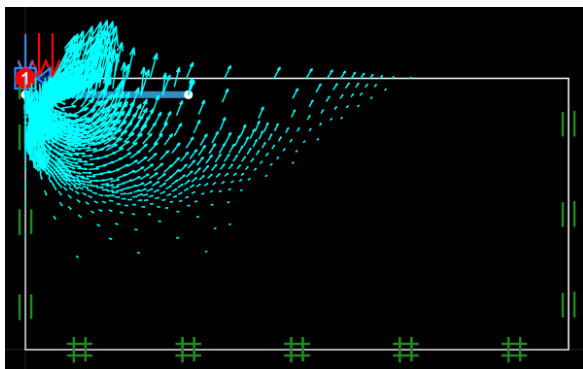
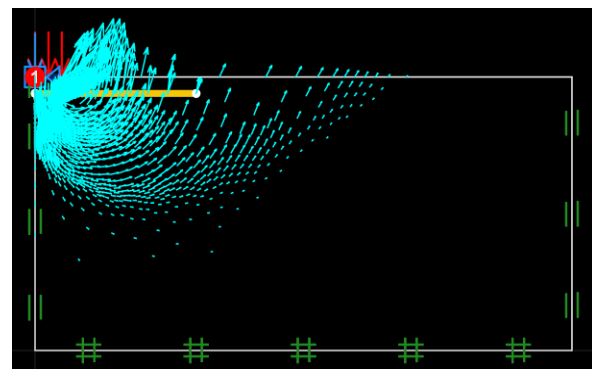
À mesure qu' EA augmente progressivement (jusqu'à 2000 kN/m), les vecteurs raccourcissent, s'orientent plus verticalement et se concentrent davantage sous la semelle. Cela témoigne d'une meilleure mobilisation des efforts de traction et d'un confinement efficace du sol, ce qui améliore significativement la capacité portante.

Cependant, au-delà de $EA = 2000 \text{ kN/m}$, l'effet du renforcement tend à se stabiliser : les vecteurs de déplacement ne montrent plus de variation significative, et le mécanisme de rupture demeure pratiquement identique pour des valeurs supérieures (jusqu'à 10000 kN/m). Cela suggère l'existence d'une rigidité optimale au-delà de laquelle l'augmentation d' EA n'apporte que des bénéfices marginaux, voire nuls.

Donc, l'efficacité du renforcement croît avec EA jusqu'à environ 2000 kN/m , après quoi le comportement du sol renforcé atteint un plateau de performance.



Non renforcé

 $EA = 500$  $EA = 1000$  $EA = 2000$

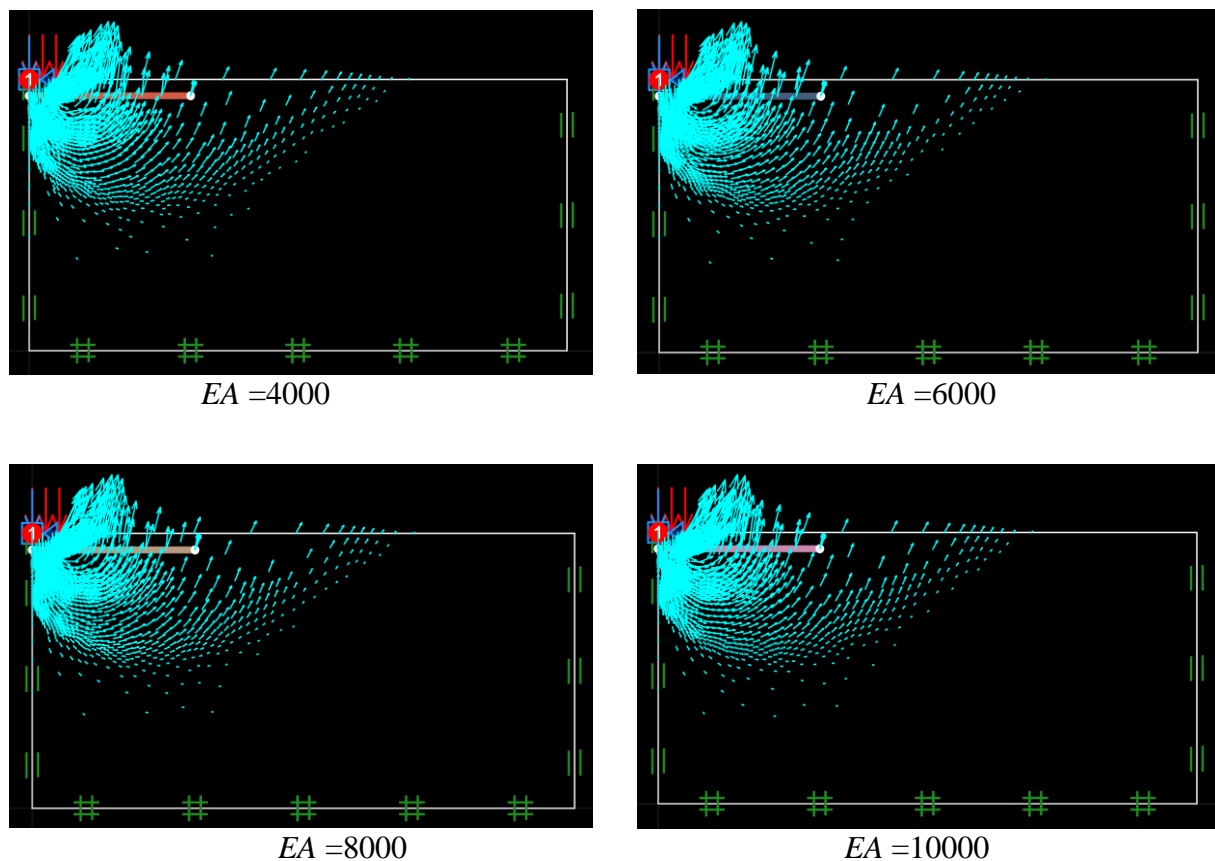


Figure 4. 30: analyse comparative des vecteurs de déplacement au moment de la rupture ultime (EA).

4.6. Conclusion

L'étude a eu recours au logiciel OPTUM_{G2} pour évaluer la capacité portante d'une fondation filante reposant sur un sable renforcé par plusieurs nappes de géosynthétiques. La comparaison des résultats obtenus a permis de dégager les points clés suivants :

- Les géosynthétiques contribuent de manière significative à l'augmentation de la capacité portante et à la réduction du tassement des fondations.
- La capacité portante d'une semelle sur sol renforcé s'améliore avec l'accroissement du nombre de nappes de géosynthétiques.
- Le bénéfice maximal du renforcement en termes d'augmentation de la capacité portante a été observé lorsque le rapport de la position de la première nappe du renforcement (u/B) était égal à 0.3, la largeur de nappe optimale est $b/B = 6$, et l'espacement optimale $h/B = 0.3$.

CONCLUSION GÉNÉRALE

Cette mémoire a exploité le logiciel OPTUM_{G2} pour montrer l'influence du renforcement par géosynthétiques sur l'amélioration de la capacité portante et la réduction du tassement de semelles filantes. L'étude s'est spécifiquement concentrée sur la résolution numérique du problème de la capacité portante pour un sol granulaire (pulvérulent) et pour une configuration géométrique de renforcement par géosynthétiques de type "nappes horizontales" (renforcement plan).

L'analyse numérique a été menée en faisant varier plusieurs paramètres géométriques et mécaniques. Les performances et l'efficacité de la technique développée ont été démontrées au moyen de multiples simulations numériques. Les résultats obtenus ont été rigoureusement comparés à des mesures expérimentales et à des solutions numériques de référence issues de la méthode des éléments finis. En outre, une étude paramétrique a permis de quantifier l'influence de divers facteurs sur la capacité portante, notamment le rapport de la position de la première nappe du renforcement (u/B), le rapport de la largeur de la nappe du renforcement (b/B), le rapport de l'espacement entre les deux nappes du renforcement (h/B), le nombre des nappes de géosynthétique de renforcement (N), l'angle de frottement interne (φ) dans les sols renforcés et non renforcés, la profondeur d'encastrement (D_f) dans les sols renforcés et non renforcés et la rigidité axiale du géosynthétique (EA).

Dans la première partie de cette mémoire sont consacrés à une revue de littérature exhaustive sur le comportement et les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Ils se penchent également sur les recherches sur les méthodes analytiques et numériques de la capacité portante des sols de fondation superficielle renforcés par géosynthétiques.

La deuxième partie de cette mémoire est consacrée à la modélisation numérique. Elle débute par une description générale de l'outil de calcul utilisé (OPTUM_{G2}), suivie d'une présentation du modèle de comportement adopté pour l'analyse. Ensuite un cas d'analyse numérique de la capacité portante d'une fondation filante reposant sur un sable renforcé avec multi nappes de géosynthétiques planes, afin d'examiner l'influence de la disposition horizontale des nappes de géosynthétiques. Les résultats de cette investigation sont présentés graphiquement, et des conclusions détaillées sont exposées à la fin du chapitre quatre.

Toutefois il est utile de rappeler ici les remarques les plus importantes.

- La disposition d'une nappe de renforcement à un endroit approprié dans le corps de fondation a entraîné une augmentation de la capacité portante et diminution du tassement des semelles.
- La capacité portante d'une semelle reposant sur un sable renforcé s'accroît avec l'augmentation du nombre de nappes (N) de renforcement utilisé.
- Pour le renforcement horizontal, la distance optimale (u) entre la base de la fondation et la première nappe de renforcement est approximativement de 0.3 fois la largeur de la fondation (B).
- Ainsi que la largeur optimale de la nappe du renforcement (b) est environ 6 fois la largeur de la fondation (B).
- En outre l'espacement optimale (h) entre les deux nappes du renforcement est 0.3 fois la largeur de la fondation (B).
- L'augmentation de l'angle de frottement interne (ϕ) améliore significativement la capacité portante, que le sol soit renforcé ou non. Toutefois, cette amélioration est magnifiée en présence de renforcement.
- De plus l'augmentation de la profondeur d'encastrement (D_f) améliore substantiellement la capacité portante, que le sol soit renforcé ou non. Cependant, cet effet est particulièrement amplifié en présence de renforcement.
- L'accroissement de la rigidité axiale du géosynthétique a un impact positif sur la capacité portante de la semelle. Toutefois, cette amélioration n'est significative que pour des rigidités axiales allant de 500 à 2000 kN/m. Au-delà de cette plage, la capacité portante demeure pratiquement constante.

Références

- [1] Abdelghany, M., & Sherif, A. (2014). Bearing capacity of shallow foundations on georeinforced sand. *Alexandria Engineering Journal*, 53(4), 861-867.
- [2] Abdrabbo, F. K., & Nabil, M. (2009). Bearing capacity of eccentrically loaded strip footings on reinforced sand. *Alexandria Engineering Journal*, 48(4), 455-463.
- [3] Al-Ani, Z. I. (2010). Bearing capacity of strip footing on reinforced sand using geotextile. *Journal of Engineering*, 16(4), 514-526.
- [4] Al-Saidi, A. A. J., & Al-Ameri, L. A. (2017). Bearing capacity of strip footing on reinforced sandy soil. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 11(1), 59-68.
- [5] ASTM D4595-17. (2017). Standard test method for tensile properties of geotextiles by the wide-width strip method. ASTM International.
- [6] Binquet, J., & Lee, K. L. (1975a). Bearing capacity tests on reinforced earth slabs. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101(GT12), 1241-1255.
- [7] Binquet, J., & Lee, K. L. (1975b). Bearing capacity analysis of reinforced earth slabs. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 101(GT12), 1257-1272.
- [8] Das, B. M. (2007). *Principles of Foundation Engineering*. Cengage Learning.
- [9] Dewoolkar, M. M., & Koerner, R. M. (2003). Design and construction of a geosynthetic-reinforced soil structure. *Geotextiles and Geomembranes*, 21(1), 1-27.
- [10] Frank, R. (1999). *Calcul des fondations superficielles*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- [11] Guido, V. A., Baur, C. B., & Wolshon, J. (1987). Bearing capacity of a geotextile-reinforced sand subgrade. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 113(1), 74-90.
- [12] Hansen, J. B. (1970). A revised and extended formula for bearing capacity. Bulletin No. 28, Danish Geotechnical Institute.
- [13] Huang, C. C., & Tatsuoka, F. (1990). Bearing capacity of strip footing on geosynthetic-reinforced sand. *Geosynthetics International*, 7(1), 59-78.
- [14] Huang, C. C., & Menq, F. Y. (1997). Strip footing on reinforced sand with multiple geosynthetic layers. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 123(11), 1014-1022.
- [15] Kazi, F. A., & Al-Amin, A. N. (2015). Influence of geogrid reinforcement on bearing capacity of shallow foundation. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 9(1), 21-30.

- [16] Kazi M, Shukla SK and Habibi D (2015a) An improved method to increase the load-bearing capacity of strip footing resting on geotextile-reinforced sand bed. *Indian Geotechnical Journal* 45(1): 98–109.
- [17] Kazi M, Shukla SK and Habibi D (2015b) Behavior of embedded strip footing on sand bed reinforced with multilayer geotextile with wraparound ends. *International Journal of Geotechnical Engineering* 9(5): 437-452.
- [18] Khing, K. H., Das, B. M., Fend, M. M., Akram, N. M., & Shin, E. C. (1993). Bearing capacity of strip footing on sand reinforced with geogrid. *Geotextiles and Geomembranes*, 12(1), 1-13.
- [19] Lundgren, H., & Mortensen, K. (1953). Determination of bearing capacity of foundations on granular soils. *Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, 409-412.
- [20] Meyerhof, G. G. (1951). The ultimate bearing capacity of foundations. *Géotechnique*, 2(4), 301-322.
- [21] Meyerhof, G. G. (1963). Some recent research on the bearing capacity of foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 1(1), 16-26.
- [22] Michalowski, R. L. (2004). Bearing capacity of footings over reinforced soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 130(7), 705-714.
- [23] OptumG2 User Manual. (2021). Optum Computational Engineering.
- [24] Terzaghi, K. (1943). *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley & Sons.
- [25] Vesić, A. S. (1963). Bearing capacity of deep foundations in sand. *Highway Research Record*, 39, 112-118.
- [26] Vesić, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, 99(SM1), 45-73.
- [27] Wayne, M. H., Han, J., & Akins, K. (1998). A new method for bearing capacity of reinforced soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 16(3), 153-162.