



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de L'enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Echahid Hamma Lakhdar - El Oued



Faculté de la Technologie
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
MÉMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de
MASTER ACADEMIQUE

Spécialité : Matériaux en génie civil

Intitulé :

**Modèles d'intelligence artificielle avancés pour la prédiction
de la portance des fondations superficielles sur sol renforcé**

Soutenue le : 28/06 /2026

Présenté par :

1-Hocine kaddour

2-fares Labid:

Encadreur:

Dr : Kamel Maaloul

Co-encadreur:

Dr : FARIK Ali

Année académique : 2025/2026

الشكر والعرفان

أولاً وقبل كل شيء، نحمد الله سبحانه وتعالى الذي منحنا القوة والعزيمة والصبر طوال سنوات الدراسة، ووفقنا وأعاننا على تجاوز الصعوبات وإتمام هذا العمل بنجاح.

نتقدم بخالص الشكر وعظيم الامتنان إلى أستاذنا المشرف الدكتور فريك علي، الذي كان خير موجّه ومرشد طوال فترة إنجاز هذه المذكرة، حيث لم يبخل علينا بنصائحه القيمة وتوجيهاته العلمية السديدة، وكان لدعمه ومتابعته المستمرة الأثر الكبير في إتمام هذا العمل. نسأل الله أن يجزيه عنا خير الجزاء وأن يبارك له في علمه وعمله.

كما نتوجه بجزيل الشكر والتقدير إلى أعضاء لجنة المناقشة الموقرين على تفضلهم بقبول مناقشة هذا العمل وتقييمه، وعلى ملاحظاتهم القيمة التي ستساهم في إثرائه وتحسينه.

ولا يفوتنا أن نتقدم بالشكر إلى جميع أساتذة قسم الهندسة المدنية والري الذين ساهموا في تكويننا العلمي والمعرفي طوال سنوات الدراسة، وإلى كل زملائنا وأصدقائنا الذين قدموا لنا الدعم والمساندة.

وفي الأخير، نجدد شكرنا لله عز وجل على نعمه التي لا تعد ولا تحصى،

والحمد لله رب العالمين.

الإهداء

إلى من كلل العرق جبينه ومن علمني أن النجاح لا يأتي إلا بالصبر والإصرار
إلى النور الذي أنار دربي والسراج الذي لا ينطفئ نوره بقلبي ابدا من بذل
الغالي والنفيس واستمدت منه قوتي واعتزازي بذاتي
والذي العزيز

إلى من جعل الجنة تحت أقدامها وسهلت لي الشدائد بدعائها إلى الإنسانية
العظيمة التي لطالما تمننت أن تفر عينها لرؤيتي في يوم كهذا
أمي العزيزة

إلى ضلع الثابت وأمانتي أيامي إلى ما شددت عضدي بهم فكانوا لي ينابيع
أرتوي منها إلى خيرة أيامي وصفوتها إلى قرة عيني...
إلى إخوتي وأخواتي الغاليين

لكل من كان عوناً وسنداً في هذا الطريق للأصدقاء الأوفياء ورفقاء السنين
لأصحاب الشدائد والأزمات إلى من أفاضني بمشاعره ونصائحه المخلصة

إليكم عائلتي أهديكم هذا الإنجاز وثمره نجاح التي لا طالما تمنيته
ها أنا اليوم أكملت وأتممت أول ثمراته بفضلته سبحانه وتعالى الحمد لله
على ما وهبني وأن يجعلني مباركا وإن يعنني أينما كنت فمن قال أنا لها
نالها فأنا لها وإن أبت رغما عنها اتيت بها فالحمد لله شكرا وحبا وامتنانا
على البدء والختام وآخر دعوانا أن...
(الحمد لله رب العالمين)

حسين

الإهداء

أهدي ثمرة جهدي وتعب سنوات الدراسة إلى والديَّ الكريمين، أمي الحبيبة وأبي العزيز، اللذين كانا سندي الأول ومصدر قوتي وعزيمتي، فلهما مني أسمى عبارات الشكر والتقدير والامتنان.

كما أهدي هذا الإنجاز إلى أفراد عائلتي الكريمة جميعًا، الذين أحاطوني بالمحبة والدعم والتشجيع طوال مسيرتي الدراسية.

وأخص بالذكر جدي الغالي، أبي الثاني المرحوم لزهوري جديدي رحمه الله رحمة واسعة وأسكنه فسيح جناته، الذي كان رمزًا للعطاء والحنان والحكمة، والذي ترك في نفسي أثرًا لا يمحوه الزمن، وأسأل الله أن يجعل هذا العمل نورًا في قبره وصدقة جارية له.

كما أترحم على خالتي العزيزة المرحومة هنده رحمها الله وأسكنها الفردوس الأعلى، وجزاها عني خير الجزاء، وجعل هذا العمل في ميزان حسناتها.

وأهدي هذا العمل كذلك إلى جدتيَّ الغاليتين زوبيدة لموشي ومبروكة العبيد، أطال الله في عمرهما وألبسهما لباس الصحة والعافية، تقديرًا لما قدمته لي من حب وحنان ودعوات صادقة كانت خير معين لي في مشواري الدراسي.

كما أتقدم بخالص الشكر والتقدير إلى كل من درست عندهم في جميع أطواري الدراسية وإلى أصدقائي وزملائي الذين شاركوني رحلة الاجتهاد والطموح، وإلى كل من آمن بقدرتي على النجاح.

وأخيرًا، أهدي هذا العمل إلى كل طالب علم يسعى بإصرار لتحقيق أحلامه وخدمة وطنه بعلمه ومعرفته.

فارس

résumé

L'étude du comportement des fondations superficielles reposant sur des sols de faible résistance constitue un enjeu important en géotechnique en raison des tassements susceptibles d'affecter la stabilité des ouvrages. Parmi les solutions d'amélioration, le renforcement par géogrilles représente une technique efficace permettant d'améliorer les performances mécaniques du sol et de réduire les déformations.

Ce travail vise à développer un modèle intelligent capable de prédire le comportement des fondations superficielles reposant sur un sol renforcé par géogrilles, en combinant la modélisation numérique sous PLAXIS 3D et les techniques d'apprentissage automatique. À cet effet, une base de données composée de 1000 simulations numériques a été générée en faisant varier plusieurs paramètres géométriques, géotechniques et mécaniques.

Deux modèles d'intelligence artificielle ont été développés : le Réseau de Neurones Artificiels (ANN) et l'algorithme Random Forest (RF). Les résultats obtenus montrent une excellente capacité prédictive des deux modèles, avec une supériorité du modèle ANN en termes de précision et de capacité de généralisation.

L'analyse de sensibilité a également révélé que la charge appliquée et l'angle de frottement interne du sol figurent parmi les paramètres les plus influents sur la réponse du système étudié. L'approche proposée constitue ainsi un outil rapide, fiable et performant pouvant servir d'alternative aux simulations numériques conventionnelles.

Mots-clés: Fondations superficielles, sols renforcés, géogrilles, PLAXIS 3D, intelligence artificielle, apprentissage automatique, réseaux de neurones artificiels, Random Forest.

Abstract

The study of the behavior of shallow foundations resting on weak soils is an important topic in geotechnical engineering due to the settlements that may affect the stability of structures. Among the available ground improvement techniques, geogrid reinforcement is considered an effective solution for enhancing the mechanical performance of soil and reducing deformations.

This study aims to develop an intelligent model for predicting the behavior of shallow foundations resting on geogrid-reinforced soil by combining numerical modeling using PLAXIS 3D with machine learning techniques. To achieve this objective, a database containing 1,000 numerical simulations was generated, covering a wide range of geotechnical and engineering parameters.

Based on this database, two machine learning models were developed: the Artificial Neural Network (ANN) and the Random Forest (RF) algorithm. The results demonstrated the high predictive capability of both models, with the ANN model outperforming the Random Forest model in terms of prediction accuracy and generalization ability.

The sensitivity analysis also revealed that the applied load and the soil internal friction angle are among the most influential parameters affecting the system response. The proposed methodology provides a fast, reliable, and efficient tool that can serve as an effective alternative to conventional numerical simulations in geotechnical engineering.

Keywords: Shallow foundations, reinforced soil, geogrids, PLAXIS 3D, artificial intelligence, machine learning, artificial neural networks, Random Forest.

الملخص:

تُعدّ دراسة سلوك الأساسات السطحية فوق الترب الضعيفة من المواضيع المهمة في الهندسة الجيوتقنية، نظراً لما قد تسببه من هبوطات تؤثر على استقرار المنشآت. ويُعتبر تدعيم التربة بالجورجريد من الحلول الفعالة لتحسين الأداء الميكانيكي للتربة وتقليل التشوهات.

يهدف هذا العمل إلى تطوير نموذج ذكي للتنبؤ بسلوك الأساسات السطحية المرتكزة على تربة مدعمة بالجورجريد، بالاعتماد على النمذجة العددية باستعمال برنامج PLAXIS 3D وتقنيات التعلم الآلي. ولتحقيق ذلك، تم إنشاء قاعدة بيانات تضم 1000 حالة عددية تغطي مجموعة واسعة من الخصائص الجيوتقنية والهندسية.

اعتماداً على هذه البيانات، تم تطوير نموذجين للتعلم الآلي هما الشبكات العصبية الاصطناعية (ANN) وخوارزمية الغابات العشوائية (Random Forest). وقد أظهرت النتائج كفاءة عالية لكلا النموذجين في التنبؤ، مع تفوق واضح لنموذج الشبكات العصبية الاصطناعية الذي حقق أفضل مؤشرات الأداء من حيث الدقة والقدرة على التعميم.

كما أظهرت الدراسة أن الحمل المطبق وزاوية الاحتكاك الداخلي للتربة يمثلان من أكثر العوامل تأثيراً على استجابة النظام. وتوفر المنهجية المقترحة أداة سريعة وموثوقة يمكن أن تشكل بديلاً فعالاً للمحاكاة العددية التقليدية في الدراسات الجيوتقنية.

الكلمات المفتاحية: الأساسات السطحية، التربة المدعمة، الجورجريد، PLAXIS 3D، الذكاء الاصطناعي، التعلم الآلي، الشبكات العصبية الاصطناعية، الغابات العشوائية.

table des matières

الشكر والعرفان	
الإهداء	
résumé.....	
table des matières	
List de Figures	
List de Tableaux	
Introduction générale.....	1

Chapitre I: Notions sur les fondations et le renforcement des sols

Partie 1: Notions sur les fondations superficielles

I.1. Introduction:	4
I.2. Rôle des fondations dans la pérennité des ouvrages	4
I.3. Différents types de fondations.....	5
I.4. Les fondations superficielles :	6
I.4.1 Concepts et paramètres géométriques.....	6
I.4.2. Les différents types de fondations superficielles:.....	7
I.5.Comportement des fondations superficielles.....	8
I.6. Méthodes de calcul de la capacité portante des fondation superfisielles	9
I.6.1. La théorie de Terzaghi (1943):	9
I.6.2. La théorie de Hansen (1970):.....	12
I.6.3. Calcul de la capacité portante pour des cas particuliers:	13
I.6.4.Calcul de la capacité portante à partir des résultats des essais in-situ	18

Partie 2: Techniques de renforcement des sols

II.1. Introduction :	26
II.2. Renforcement des sols par géosynthétique:	26
II.2.1. Définition de géosynthétique:.....	26
II.2.2. Fabrication:	27
II.2.3. Classification des géosynthétiques:	27
II.2.4. Différents types des géosynthétiques:	28
II.3. Méthodes mécaniques	30
II.3.1. Compactage de surface	30
II.3.2. Compactage dynamique	31
II.4. Méthodes hydromécaniques	32
II.4.1. Pré chargement ou Pré-compression	32
II.4.2. Accélération de la consolidation par l'installation des drains verticaux :	32

II.5. Renforcement par de colonne pallastée :	33
II.5.1. Définition :	33
II.5.3. Objectif de traitement :	34
Conclusion:	35

Chapitre II: Introduction aux modèles d'intelligence artificielle avancés

II.1. Introduction	37
II.2. L'intelligence artificielle :	37
II.2.1. La définition de l'IA:	37
II 3. Machine learning	37
II.3.1. Définition	37
II.3.2. Types d'apprentissage	38
II.4. Applications de l'intelligence artificielle en génie civil	40
II.4.1 Conception et analyse structurelle :	40
II.4.3 Ingénierie géotechnique :	41
II.4.4 L'algorithme Random forest	42
II.4.5 Principe de fonctionnement de Random forest	42
II.4.6 La forêt aléatoire est-elle efficace pour la classification ?	43
II.5 Réseau de neurones artificiels	43
II.5.1 Modèle d'imitation mathématique, perceptron	44
II.5.2 Caractéristique non linéaire, fonction d'activation	44
II.5.3 Construction d'un modèle de réseau, perceptron multicouche	45
II.6. Conclusion:	47

Chapitre III: Présentation des outils de modélisation numérique

III.1. Introduction	49
III.2 Aperçu général de la méthode des éléments finis (MEF)	49
III.3. Concepts de base :	49
III.4 Présentation de PLAXIS	51
III.4.1 Le code des éléments finis PLAXIS :	51
III.4.2 Options par défaut et solutions approchées :	53
III.5. Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS	54
III.5.1. Comportement élastoplastique :	55
III.5.2. Modèle élastique linéaire :	55
III.5.3. Le modèle de Mohr-Coulomb(MC) :	56
III.6. Modèle de sol durcissant (Hardening Soil model - HS)	59
III.6.1. Modèle de sol durcissant avec rigidité à faible déformation (HSsmall)	59
III.6.2. Modèle pour sols mous (Soft Soil model - SS)	60

III.6.3. Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep model - SSC)	60
III.6.4. Modèle Jointed Rock.....	60
III.6.5. Modèle Cam-Clay modifié (Modified Cam-Clay - MCC).....	60
III.6.6. Modèle NGI-ADP	60
III.6.7. Modèle Hoek-Brown (HB).....	60
III.6.8. Modèles définis par l'utilisateur (User-defined soil models - UDSM).....	61

Chapitre IV: Développement et entraînement des modèles d'IA avancés pour la prédiction de la capacité portante (étude de cas)

IV.1. Introduction :	63
IV.2. Présentation du modèle de référence :	63
IV.2.1 Géométrie :.....	63
IV.2.2 Caractéristiques des éléments du modèle :	64
IV.2.3. Processus de modélisation numérique	65
IV.2.4. Maillage et conditions aux limites	66
IV.2.5. Les résultats :	67
IV.3. Amélioration de la portance du sol par des nappes géogrilles.....	69
IV.4. Élaboration d'un modèle d'intelligence artificielle pour la prédiction de la capacité portante d'un sol renforcé par géogrilles (cas d'une semelle rectangulaire)	72
IV.4.1. Introduction.....	72
IV.4.2. Collecte des données.....	72
IV.4.3. Développement du modèle de Réseau de Neurones Artificiels (RNA).....	74
IV.4.4. Développement du modèle de Forêts Aléatoires (Random Forest)	78
IV.4.5. Comparaison globale et sélection du modèle optimal	82
IV.5. Conclusion	83
Conclusion générale	84
Référence.....	87

List de Figures

Figure I.1: Types de fondations.....	5
Figure I.2: Fondation superficielle	6
Figure I.3: Rapport B/D définissant le type de fondation.....	7
Figure I.4: Types de fondations superficielles.....	7
Figure I.5 :Schéma de rupture d'une semelle	8
Figure I.6: La surface de rupture dans le sol à charge ultime qui a supposé par Terzaghi.....	10
Figure I.7: Méthode de superposition de Terzaghi.....	11
Figure I.8: Mécanisme de rupture pour le calcul de N_γ d'après Lundgren et Mortensen (1953)	13
Figure I.9 Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B.....	16
Figure I.10: Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée.	17
Figure I.11– Analogie entre les modes de rupture	20
Figure I.12 Définition de la pression limite nette équivalente q_{le}^* dans le cas d'une couche porteuse homogène (Frank, 1999)	21
Figure I.13 Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente pour les fondations superficielles et profondes (Frank, 1999)	24
Figure I.14: Les principes types de géosynthétique (schéma).....	27
Figure I.15 : Les principes types de géosynthétique	28
Figure I.16 : Différents types de géosynthétique.....	28
Figure I.17: Exemple de géotextile non tissé.	29
Figure I.18: Exemple de géotextile tricoté.	29
Figure I.19: Exemple de géocomposite	30
Figure I.20. Types de compactage de surface.	31
Figure I.21. Chantier d'un compactage dynamique profond.....	31
Figure I.22. Principe du pré-chargement pour le contrôle des tassements.	32
Figure I.23. Principe Installation des drains.	33
Figure II.1 Les types d'apprentissage automatique	40
Figure II.2 Illustration de l'algorithme Random forest	42
Figure II.3. Ensemble d'entraînement et ensemble de test de Random forest	43
Figure II.4 : Structure d'un neurone et modèle de perceptron	44
Figure II.5 : fonction step, fonction sigmoïde, sa dérivée et fonction RLU	45
Figure II.6 : Structure de perceptron multicouche	46
Figure III.1 : Vue de tous les panneaux de la fenêtre Phases.	52
Figure.III.2. Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique	55
Figure III.3 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.....	55
Figure III.4: Définition des modules E_0 et E_{50}	56
Figure III.05: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	58
Figure III.06: Fenêtre des paramètres avancés du Mohr-Coulomb	59
Figure IV.1 :résentation du cas de référence	64
Figure IV.2. Génération du maillage	67
Figure IV.3 Maillage déformé du modèle (sans renforcement)	68
Figure IV.4 Déplacement vertical du sol (sans renforcement).....	68
Figure IV.5. Évolution du tassement vertical au centre de semelle (sans renforcement).....	69
Figure IV.6 : Le principe de renforcement du sol par des géogrilles	70
Figure IV.7 : Évolution du tassement vertical au centre de semelle (sans et avec renforcement)	71
Figure IV.8 : Architecture adoptée du RNA	75

Figure IV.9 : Corrélation entre les valeurs de tassement cibles et simulées pour la phase d'apprentissage, de test et pour toute la base de données (RNA).....	77
Figure IV.10 : Analyse d'importance des paramètres d'entrée (RNA)	78
Figure IV.11 : Corrélation entre les valeurs de tassement cibles et simulées pour la phase d'apprentissage, de test et pour toute la base de données (RF)	81
Figure IV.12 : Analyse d'importance des paramètres d'entrée (RF).....	82

List de Tableaux

Tableau I.1: Capacité portante Méthode de superposition de Terzaghi (méthode «c-»)	12
Tableau I.2: Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées)	14
Tableau I.3: Coefficients de forme. Projet d'Eurocode 7-1 (1994)	14
Tableau I.4: Valeurs des coefficients de profondeur.	15
Tableau I.5: Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteurs sur N_{cq} (argiles) et N_{7q} (sables) (D'après Meyerhof).	16
Tableau I.6 :Définition des catégories conventionnelles des sols, d'après Frank(1999)	19
Tableau I.7– Facteur de portance pressiométrique (Frank, 1999)	22
Tableau I.8– Facteur de portance pénétrométrique (Frank,1999)	25
Tableau IV.1. Caractéristiques du sol de fondation et de la semelle	65
Tableau IV.2: Intervalle de variation des paramètres à optimiser.	73

Introduction générale

Dans le domaine de la géotechnique, la conception des fondations superficielles repose sur une évaluation précise du comportement du sol sous l'effet des charges transmises par les ouvrages. Lorsque ces fondations sont établies sur des sols présentant de faibles caractéristiques mécaniques, les tassements qui en résultent peuvent compromettre la stabilité et la durabilité des structures. L'amélioration des propriétés des sols de fondation constitue ainsi un défi majeur pour les ingénieurs et les chercheurs en génie civil.

Parmi les différentes techniques d'amélioration des sols, le renforcement par géosynthétiques, notamment par géogrilles, s'est imposé comme une solution efficace et économique. Cette technique permet d'augmenter la rigidité du massif renforcé, d'améliorer la répartition des contraintes et de réduire les tassements induits par les charges appliquées. Toutefois, le comportement des sols renforcés demeure complexe en raison des interactions non linéaires entre le sol, les éléments de renforcement et les conditions de chargement.

Dans ce contexte, la modélisation numérique basée sur la méthode des éléments finis constitue un outil performant pour analyser le comportement des fondations reposant sur des sols renforcés. Le logiciel PLAXIS 3D est largement utilisé pour simuler avec précision les mécanismes de déformation et étudier l'influence des paramètres géotechniques et géométriques sur la réponse du système étudié.

Parallèlement, les progrès récents de l'intelligence artificielle et de l'apprentissage automatique ont ouvert de nouvelles perspectives dans le domaine du génie civil. Ces techniques permettent d'exploiter de vastes bases de données afin d'identifier les relations complexes entre les paramètres d'entrée et les réponses du système, tout en réduisant considérablement les temps de calcul associés aux simulations numériques classiques.

Dans ce cadre, la présente étude propose une approche intégrée combinant la modélisation numérique sous PLAXIS 3D et les techniques d'apprentissage automatique pour prédire le tassement vertical des fondations superficielles reposant sur un sol renforcé par géogrilles. À cet effet, une base de données composée de 1000 simulations numériques couvrant différentes configurations géométriques, géotechniques et mécaniques a été générée. Cette base a ensuite été utilisée pour développer et comparer deux modèles d'intelligence artificielle : le Réseau de Neurones Artificiels (ANN) et l'algorithme Random Forest (RF), afin d'identifier le modèle le plus performant pour la prédiction.

L'organisation de ce mémoire est structurée comme suit :

Introduction générale

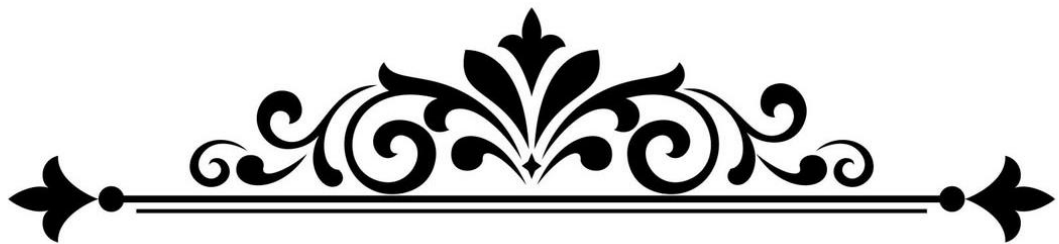
-Le premier chapitre présente les notions fondamentales relatives aux fondations superficielles et aux techniques de renforcement des sols.

-Le deuxième chapitre est consacré aux concepts de l'intelligence artificielle et de l'apprentissage automatique ainsi qu'aux algorithmes utilisés dans cette étude.

-Le troisième chapitre décrit les outils de modélisation numérique, notamment le logiciel PLAXIS 3D et les modèles de comportement adoptés.

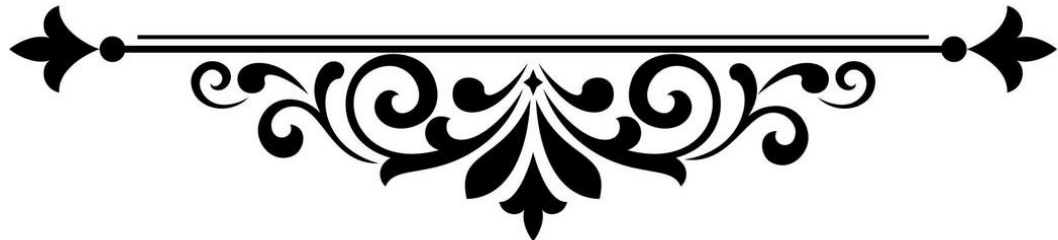
-Le quatrième chapitre présente la génération de la base de données, le développement des modèles ANN et RF, l'évaluation de leurs performances et l'analyse de l'influence des différents paramètres sur la réponse du système étudié.

Enfin, ce mémoire se termine par une conclusion générale présentant les principaux résultats obtenus, ainsi que les perspectives futures de recherche dans le domaine de l'intelligence artificielle appliquée à la géotechnique.



Chapitre I

Notions sur les foundations et le renforcement des sols



Partie 1: Notions sur les fondations superficielles**I.1. Introduction:**

Les fondations superficielles, qu'elles soient isolées, filantes ou sous forme de radiers, constituent les éléments structurels essentiels pour transmettre les charges du bâti vers les couches de sol proches de la surface. Leur mise en œuvre est privilégiée lorsque le sol présente une capacité portante suffisante pour garantir la stabilité de l'ouvrage sans défaillance majeure. Ces dernières années, l'intérêt s'est accru pour l'amélioration des performances géotechniques via l'usage des géosynthétiques. Ces matériaux industriels agissent comme un renforcement actif, permettant d'augmenter significativement la capacité portante tout en limitant les tassements.

Pour optimiser ces dispositifs, la modélisation numérique s'impose comme un outil d'analyse dynamique indispensable. Elle permet aux ingénieurs de simuler avec précision le comportement complexe de l'interaction sol-fondation sous diverses sollicitations. Les études démontrent d'ailleurs que l'insertion de nappes géosynthétiques peut accroître la capacité de charge jusqu'à 50% et réduire les tassements de l'ordre de 40%. En somme, la combinaison des techniques de renforcement et de la simulation numérique permet d'aboutir à des conceptions structurelles plus sûres, durables et économiquement optimisées.[1]

I.2. Rôle des fondations dans la pérennité des ouvrages

On ne peut concevoir la stabilité d'un ouvrage sans accorder une importance capitale à ses fondations. Au-delà d'une simple base technique, la fondation agit comme le véritable cœur de la structure, assurant une liaison harmonieuse et solide entre le bâti et la terre. Ses missions sont multiples et indispensables pour la sécurité de l'ouvrage :[2]

1. **Répartition intelligente des charges** : La fondation ne se contente pas de transmettre le poids, elle le diffuse de manière équilibrée sur une surface optimale afin de ne pas excéder la capacité portante du sol, prévenant ainsi tout affaissement imprévu.
2. **Rempart contre les forces naturelles** : Elle assure l'ancrage nécessaire pour que le bâtiment reste stable face aux poussées des terres, aux vents violents ou aux secousses sismiques, garantissant l'équilibre de l'ensemble dans les conditions les plus critiques.
3. **Protection et intégrité structurelle** : Elle veille à la durabilité du bâtiment en jouant le rôle de barrière contre les remontées d'humidité et les effets néfastes de la capillarité, offrant ainsi un environnement sain aux occupants.

4. **Art de l'équilibre et du nivellement** : En compensant les irrégularités du terrain naturel, elle offre à la superstructure une assise parfaitement plane et homogène, ce qui constitue la condition sine qua non de toute construction réussie.

I.3. Différents types de fondations

Le choix du système de fondation dépend intrinsèquement de la capacité du terrain (sol ou roche) à supporter les charges d'ouvrages variés tels que les bâtiments, les ponts ou les barrages. Selon le mode de transfert des sollicitations vers les couches sous-jacentes, on distingue principalement deux familles :[3]

- Les fondations superficielles : Elles reposent directement sur les couches de sol proches de la surface ou y sont faiblement encastrées. Leur rôle est de diffuser les charges sur les horizons superficiels.
- Les fondations profondes : À l'instar des pieux et des barrettes, elles traversent les couches de sol médiocres pour ancrer l'ouvrage dans des strates plus résistantes en profondeur.

Entre ces deux catégories, il existe également les fondations semi-profondes (comme les puits), qui constituent une solution intermédiaire lorsque les couches superficielles sont insuffisantes sans pour autant nécessiter de très grandes profondeurs.

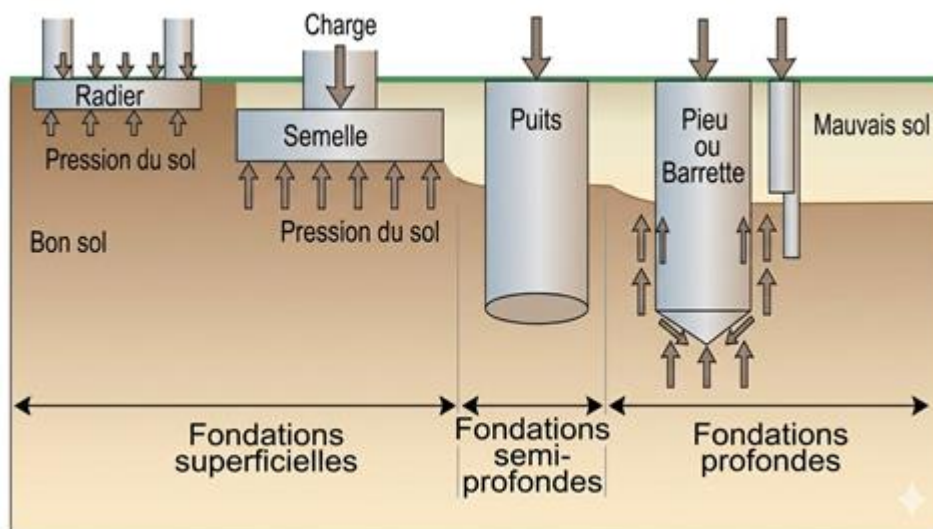


Figure I.1: Types de fondations

I.4. Les fondations superficielles :

I.4.1 Concepts et paramètres géométriques

Lorsqu'un projet de construction repose sur un sol doté d'une stabilité mécanique suffisante, le recours aux fondations superficielles s'impose comme la solution la plus adaptée. Contrairement aux fondations profondes qui cherchent la résistance en profondeur, ce type d'assise se caractérise par un faible encastrement dans le terrain, se matérialisant le plus souvent par des semelles ou des plots de fondation.[4]

La conception d'une semelle superficielle repose sur des paramètres géométriques rigoureux qui définissent sa morphologie :

- Dimensions horizontales : On identifie la géométrie par sa longueur L (la dimension majeure) et sa largeur B (la dimension mineure). En fonction du rapport entre ces deux mesures, la semelle est classée comme :
 - Circulaire : définie par son diamètre ($B=2R$).
 - Carrée : où les côtés sont identiques ($B=L$).
 - Rectangulaire : lorsque la longueur est comprise entre la largeur et cinq fois celle-ci ($B < L < 5B$).
 - Filante (ou continue) : dès lors que la longueur excède largement la largeur ($L > 5B$).
- L'encastrement (D) : Il représente la hauteur de terre minimale située au-dessus de la base de la fondation. Ce paramètre intègre également l'épaisseur de tout aménagement de surface, tel qu'un dallage ou une chaussée.

.L'ancrage (H) : Il correspond spécifiquement à la profondeur de pénétration de la semelle au sein de la couche de sol porteuse. hauteur d'encastrement.

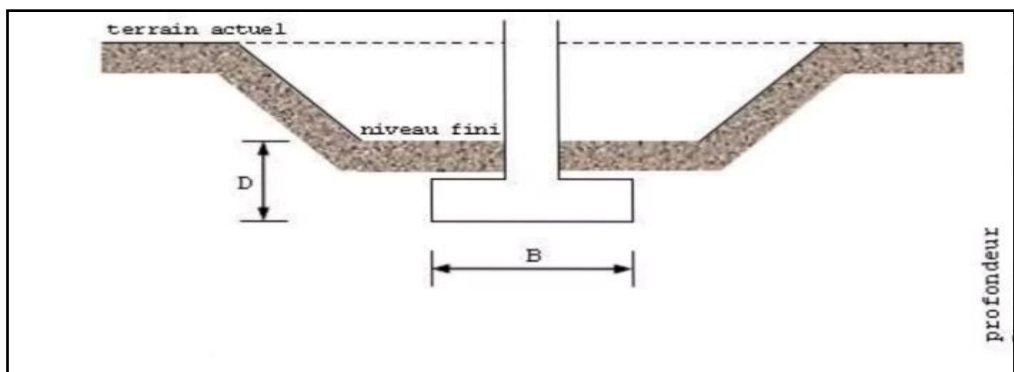


Figure I.2: Fondation superficielle [4]

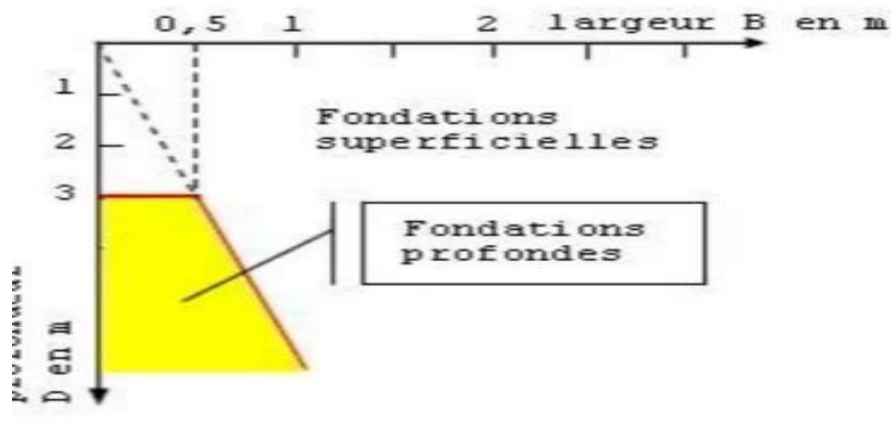


Figure I.3: Rapport B/D définissant le type de fondation [4]

I.4.2. Les différents types de fondations superficielles:

On distingue trois catégories principales de fondations superficielles selon leur géométrie et leur usage [5] :

- **Les semelles filantes** : de grande longueur, elles sont conçues pour supporter des structures linéaires comme les murs.
- **Les semelles isolées** : de dimensions limitées (carrées ou circulaires), elles sont destinées à recevoir des charges ponctuelles (poteaux).
- **Les radiers généraux** : des structures étendues qui couvrent toute la surface de l'ouvrage pour mieux répartir les pressions sur le sol. »

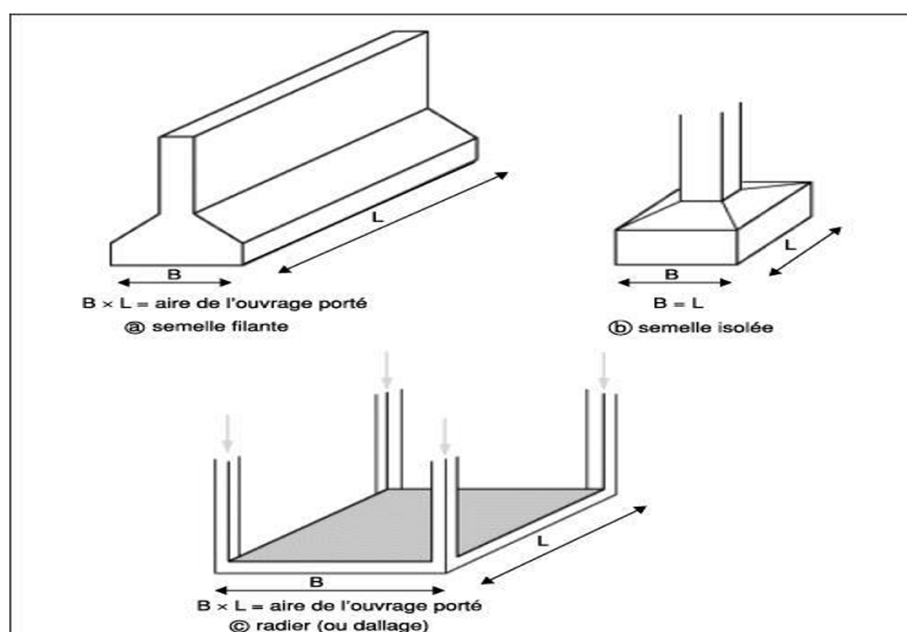


Figure I.4: Types de fondations superficielles [6]

I.5.Comportement des fondations superficielles

Des études sur des modèles réduits ont permis de définir 3 zones de sol dans lesquelles le comportement est différent en phase de rupture.

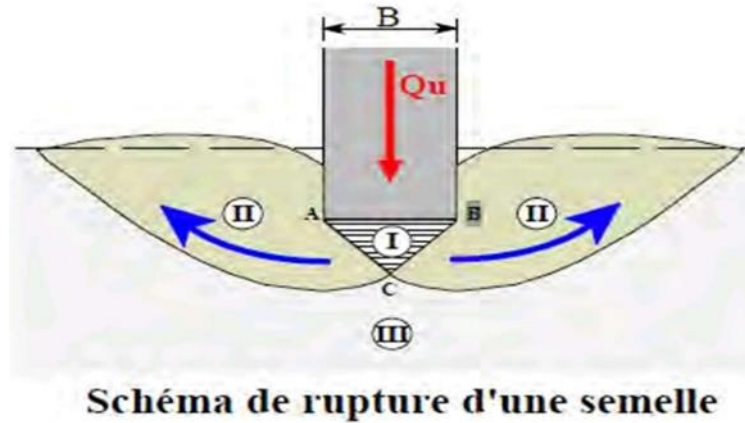


Figure I.5 :Schéma de rupture d'une semelle [4]

- ✓ Zone I: située directement sous la semelle, cette zone, formée d'un coin délimité par les points A, B, et C est fortement comprimée. Cette zone se déplace avec la semelle.
- ✓ Zone II: Le sol est refoulé vers la surface; les déplacements et cisaillements sont très importants. Il s'y produit une rupture généralisée.
- ✓ Zone III: le sol est peu ou pas perturbé par la rupture. (sol dans le domaine élastique).

Voyons comment se comporte une semelle de fondation don't fait croître le chargement jusqu'à la rupture du sol.

Au fur et à mesure de l'application de la charge croissante, le sol tasse de façon quasi linéaire au début, pour augmenter rapidement de façon asymptotique à la valeur Q_u . Cette valeur limite n'est pas très précise; elle est conventionnellement définie pour

$$S = B/10$$

Q_u est la charge limite ou capacité portante de la semelle. C'est la charge maximale que peut supporter celle-ci et qui entraîne la rupture du sol.

q_u est la contrainte limite ultime ou contrainte de rupture. $q_u = Q_u/A$ avec A aire de la Semelle

NB : le sol dans les Zone I et Zone II en rupture.

Comme une charge est appliquée sur une certaine surface d'un sol, elle provoque un tassement.

Une fondation superficielle et une fondation dont l'encastrement D dans le sol n'excède pas quatre fois la largeur B . Le mécanisme de rupture et la distribution des contraintes sous la fondation dépendent généralement de la nature du sol. Un projet de fondation superficielle adéquate doit répondre aux préoccupations suivantes :

La fondation doit appliquer une contrainte adaptée à sa résistance à la rupture sur la fondation, c'est le problème de la capacité portante.

Le tassement des fondations doit être limité pour éviter le basculement ou l'effondrement .[4]

I.6. Méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles

La détermination de la capacité portante d'une fondation représente l'un des sujets les plus fondamentaux et les plus anciens du génie géotechnique. La capacité portante ultime d'une fondation superficielle correspond à la charge maximale que le sol de fondation peut supporter sans entraîner de rupture. Tant que la charge appliquée demeure dans des limites raisonnables, le sol subit un tassement progressif et admissible. Toutefois, dès que cette charge atteint la capacité portante ultime, une rupture soudaine se produit dans la zone située immédiatement sous la fondation ainsi que dans les terrains adjacents.

Deux grandes approches permettent d'évaluer cette capacité : la première repose sur les paramètres mécaniques du sol obtenus en laboratoire, tels que la cohésion « C » et l'angle de frottement interne « ϕ », selon les principes de la théorie de la plasticité ; la seconde est fondée sur les essais in situ, comme la pression limite « p » mesurée au pressiomètre Ménard, ou la résistance à la pointe « q_c » issue de l'essai de pénétration standard (SPT).[7]

I.6.1. La théorie de Terzaghi (1943):

Méthode de Terzaghi pour l'estimation de la capacité portante des fondations superficielles

La méthode de Terzaghi (1943) constitue l'un des modèles analytiques les plus fondamentaux et les plus largement utilisés en mécanique des sols pour l'évaluation de la capacité portante ultime des fondations superficielles. Elle repose sur une modélisation du sol comme un matériau homogène, isotrope et semi-infini, soumis à la rupture suivant la théorie des états limites plastiques.

Il a basé sa théorie sur les conditions suivantes:

► Il a assumé que le coin au-dessous de la semelle est en équilibre élastique,

► Terzaghi a assumé que l'angle des surfaces du coin de rupture est supérieur à $45^\circ + \phi/2$

Qui résulte d'une prétention des coins actifs de Rankine.

► La résistance au cisaillement du sol au-dessus du niveau de fondation D_f a été ignorée et contribue seulement comme une surcharge.

► On assume que la semelle est rugueuse.[5]

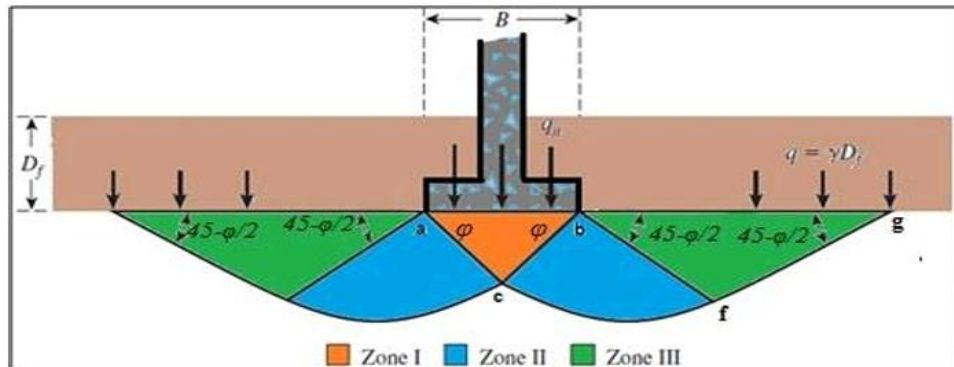


Figure I.6: La surface de rupture dans le sol à charge ultime qui a supposé par Terzaghi[4].

En règle générale, la semelle de fondation est placée, après creusement, à une profondeur D_f dans un sol de poids spécifique γ à surface horizontale. La base de la semelle est alors choisie comme plan de référence sur lequel s'exercent des contraintes de compression égale Q_u/B à l'emplacement de la semelle et à $q = \gamma D_f$ à l'extérieur)

► Une zone triangulaire ACB immédiatement sous la fondation ou le sol fortement comprimé est en équilibre surabondant et se déplace avec la fondation, il forme un coin limite par les points A, B, C avec les angles BAC et ABC sont égaux à l'angle de frottement interne du sol ϕ .

► Une zone de cisaillement radial BCF où CF est un arc spirale logarithmique.

► Une zone passive de Rankine triangulaire BFD.

Dans les zones de cisaillement radial et passif, les déplacements et les cisaillements sont très importants et il en résulte ainsi une rupture généralisée au-dessous de ces trois zones, le sol est peu ou non perturbé par la rupture (Salençon 1974). [6]

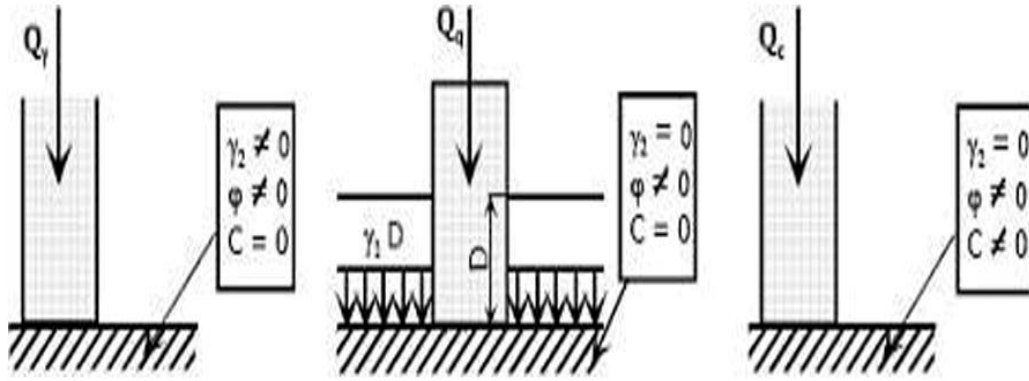


Figure I.7: Méthode de superposition de Terzaghi[5]

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

$$Q_u = q \cdot N_q + c \cdot N_c + \frac{1}{2} \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

c. est la cohésion du sol (kPa),

q. $\gamma \cdot D_f$ est la pression de surcharge à la base de la fondation,

γ est le poids volumique du sol (kN/m³),

D_f est la profondeur d'encastrement de la fondation (m),

B. est la largeur de la semelle (m)

• **N_c, N_q, N_γ** Sont des coefficients de capacité portante dépendant de l'angle de frottement interne du sol.

Ces coefficients sont généralement obtenus à partir de tables empiriques ou de formules dérivées des analyses de rupture en coin. La méthode suppose également que le sol sous-jacent est drainé et qu'il n'y a pas d'effet significatif de la nappe phréatique, sauf si des corrections sont appliquées.

En pratique, la capacité portante admissible est obtenue en appliquant un coefficient de sécurité (généralement entre 2.5 et 3) :

$$Q_{adm} = q_{ult} / FS$$

Bien que cette méthode soit développée initialement pour les semelles filantes, elle peut être adaptée à d'autres formes de fondations (carrées, circulaires) moyennant des facteurs correctifs. En raison de sa simplicité et de sa robustesse, la méthode de Terzaghi reste une référence incontournable dans l'ingénierie géotechnique.[5]

Tableau I.1: Capacité portante Méthode de superposition de Terzaghi (méthode «c-»)[8]

Tableau 1 - Valeurs de $N_c(\varphi')$, $N_\gamma(\varphi')$ $N_q(\varphi')$ (DTU 13.12, 1988)			
φ'	N_c	N_γ	N_q
0°	5,14	0	1,00
5°	6,50	0,10	1,60
10°	8,40	0,50	2,50
15°	11,00	1,40	4,00
20°	14,80	3,50	6,40
25°	20,70	8,10	10,70
30°	30,00	18,10	18,40
35°	46,00	41,10	33,30
40°	75,30	100,00	64,20
45°	134,00	254,00	135,00

I.6.2. La théorie de Hansen (1970):

Hansen a proposé de nouvelles expressions pour les trois facteurs de portance , intégrant divers coefficients correctifs afin de mieux représenter les conditions réelles du sol et de la fondation .L'une des principales différences réside dans l'utilisation de la largeur réelle de la fondation, notée(B au lieu de 2B), comme dans le modèle de Terzaghi.. En particulier, l'expression empirique du facteur , s'accorde bien avec les résultats expérimentaux obtenus par Lundgren et Mortensen (1953), basés sur une analyse du mécanisme de rupture.

Les trois facteurs de portance ont pour expressions :

- $N_c = (N_q - 1) \cdot \cot(\varphi)$
- $N_q = \exp(\pi \cdot \tan(\varphi)) \cdot \tan^2(\pi/4 + \varphi/2)$
- $N_\gamma = 1.5 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi)$

Cependant, la superposition directe des trois termes de capacité portante. et peut mener à une légère sous-estimation de la capacité portante globale de la fondation, estimée généralement à moins de 20 % (Lundgren& Mortensen, 1953). En réponse à cette limitation, Hansen a proposé en 1961 une nouvelle formulation du facteur , visant à améliorer la précision des résultats :

$$N_\gamma = 1.8 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\varphi) \quad [5]$$

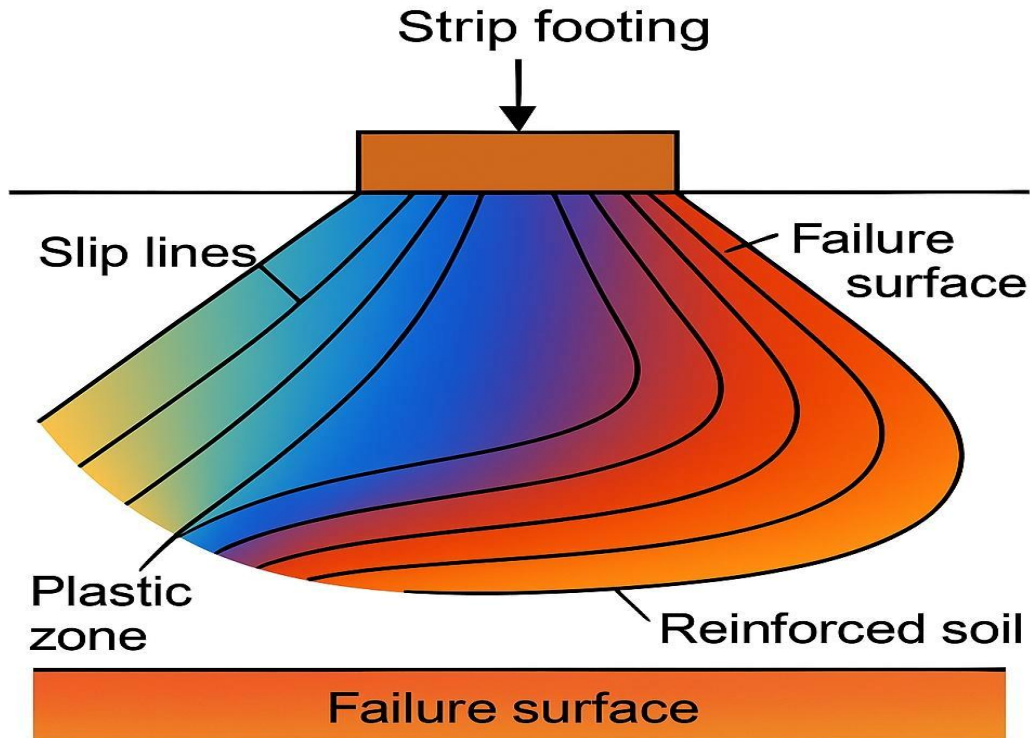


Figure I.8: Mécanisme de rupture pour le calcul de N_γ d'après Lundgren et Mortensen (1953)

I.6.3. Calcul de la capacité portante pour des cas particuliers:

I.6.3.1. Influence de la forme avec une charge verticale et centrée:

Pour les fondations circulaires et rectangulaires de dimensions B et L , Terzaghi a proposé des facteurs de correction pour les sols argileux, en se basant sur une interpolation entre les cas des semelles filantes et des semelles circulaires. La relation résultante est la suivante

$$Q_a = \frac{1}{2} \cdot S_\gamma \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma(\varphi) + S_q \cdot (q + \gamma_2 \cdot D) \cdot N_q(\varphi') + S_c \cdot C \cdot N_c(\varphi)$$

Tableau I.2: Coefficients de forme. Valeurs de Terzaghi. (Conditions non drainées et drainées) [9]

Fondation	Rectangulaires ou carrées ($\frac{B}{L} = 1$)	Circulaires	
S _γ (1)	$1 - 0,2 \frac{B}{L}$	0,8	
S _c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	
S _q	1	1	
(1) Conditions drainées, seulement			

Tableau I.3: Coefficients de forme. Projet d'Eurocode 7-1 (1994)

Fondations	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	Rectangulaires	Carrées ou circulaires ($B/L=1$)	Rectangulaires	Carrées ou circulaires ($B/L=1$)
S_γ			$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	0,7
S_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	$\frac{(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$
S_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

Pour tenir compte de la résistance du sol au-dessus de la fondation et lorsque la profondeur de la fondation est supérieure à sa largeur, d'autres coefficients partiels sont utilisés :

$$Ql = \frac{1}{2} d\gamma \quad \gamma_1 \quad B \quad N_\gamma(\varphi) + dq \quad (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi') + dc \quad C \quad N_c(\varphi)$$

Tableau I.4: Valeurs des coefficients de profondeur.

Fondations	Coefficients de profondeur	Conditions drainées et non drainées
$D > B$	$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1}\left(\frac{D}{B}\right)$ $d_q = d_\gamma = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \tan^{-1}\left(\frac{B}{D}\right)$ $d_\gamma = d_q = 1.0$	$\varphi > 10^\circ$ $\varphi = 0$
$D \leq B$	$d_c = 1 + 0.4\left(\frac{D}{B}\right)$ $d_q = d_\gamma = 1 + 2 \tan(\varphi'(1 - \sin \varphi')^2 \left(\frac{B}{D}\right)$ $d_\gamma = d_q = 1.0$	$\varphi > 10^\circ$ $\varphi = 0$

I.6.3.2. Influence de l'inclinaison de la charge :

Lorsque la charge appliquée à la fondation est inclinée par rapport à la verticale, il y a lieu d'appliquer la relation suivante

$$q_l = \frac{1}{2} i_\gamma S_\gamma \gamma_l B N_\gamma(\varphi) + i_q S_q (q + \gamma_2 D) N_q(\varphi') + i_c S_c C N_c(\varphi)$$

Avec : i_γ , i_c et i_q : Coefficients minorateurs (inférieurs à 1).

Dans le cas d'une inclinaison causée par une charge horizontale parallèle à B avec un angle « δ » par rapport à la verticale, propose les relations suivantes pour les coefficients i_γ , i_c et i_q selon Meyerhof. Pour un sol entièrement cohérent comme l'argile, ainsi que pour un sol purement frottant tel que le sable, Meyerhof a fourni des solutions concernant les fondations filantes. Ces solutions utilisent les facteurs de portance N_{cq} (qui combinent N_c et N_q) et N_{yq} (qui combinent N_y et N_q). Ces facteurs dépendent de l'angle de frottement φ de l'inclinaison δ et du rapport d'encastrement D/B (voir Figure 1.9). Les résultats peuvent être résumés à l'aide des coefficients de réduction présentés dans le Tableau 1.4

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi_f}\right)^2$$

$$i_q = i_c = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2$$

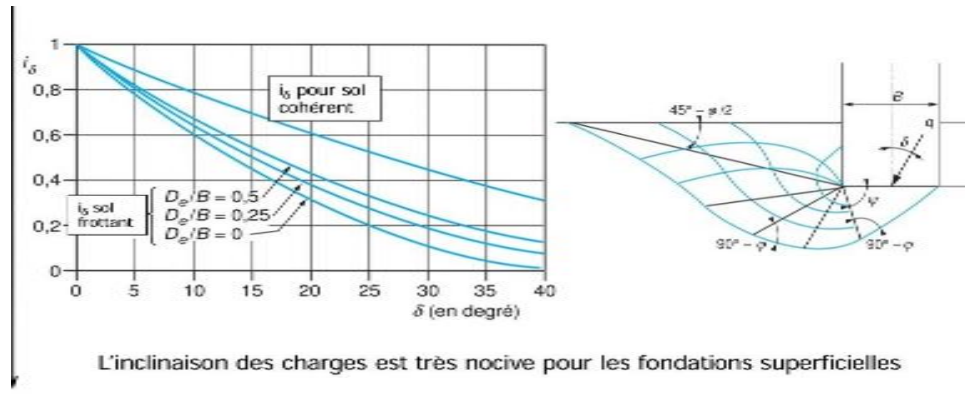


Figure I.9 Inclinaison et excentrement d'une charge dans la direction parallèle à B[5].

Tableau I.5: Ordre de grandeur des valeurs des coefficients réducteurs sur N_{cq} (argiles) et N_{7q} (sables) (D'après Meyerhof).

Sol	D / B	Inclinaison de la charge δ						
		0°	10°	20°	30°	45°	60°	90°
Argiles $N_{cq}(\delta) / N_{cq}(0)$	0 à 1	1,0	0,8	0,6	0,4	0,25	0,15	0
Sables $N_{7q}(\delta) / N_{7q}(0)$	0	1,0	0,5	0,2		0 pour $\delta = \varphi$	0,05	0
	1	1,0	0,6	0,4	0,25	0,15		

I.6.3.3. Influence de l'excentrement e d'une charge vertical :

Meyerhof a également souligné que pour les charges excentriques, la pratique consiste à calculer la capacité portante d'une fondation en bande de largeur réduite B' : (Figure 1.10)

$$B' = B - 2e$$

ce qui équivaut à placer la fondation au centre de la charge. Si l'excentricité "e" est parallèle à la dimension "L", la même procédure est suivie pour cette dimension

$$L' = L - 2e'$$

La capacité portante totale est alors obtenue par la formule suivante

Pour une semelle rectangulaire ou carrée, $Ql = q_i B' L$

Pour une semelle circulaire, $Ql = q_i \pi B' B/4$

Avec:

q_l La contrainte de rupture est la même que ci-dessus, y compris tous les facteurs de correction possibles, **B'** est la largeur ou le diamètre réduit (ou effectif) en cas d'excentricité, et **L'** est la longueur réduite (ou effective) en cas d'excentricité[9].

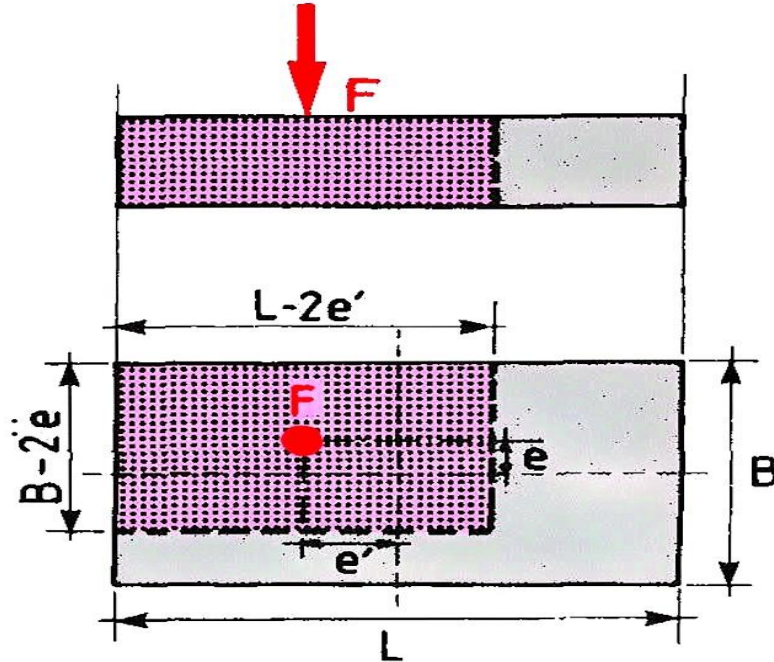


Figure I.10: Solution de Meyerhof pour une fondation filante sous charge excentrée.[9]

Ou encore calculer la charge limite par la formule suivante :

$$q_l = (1-2e^*)^2 \gamma \frac{1}{2} B N_\gamma(\phi) + (1-2e^*)(\gamma D N_q(\phi) + C N_c(\phi))$$

$e^* = e/B$ excentricité relative

Meyerhof attire l'attention du lecteur sur le lien entre résistance et déplacement ; sous des charges inclinées et excentriques, fondation peu profonde peut se déplacer horizontalement de 20 % de la largeur de la fondation et pivoter de 1 à 5 degrés, selon la densité ou la rigidité du sol et la profondeur d'encastrement de la fondation. Ces mouvements sont nécessaires pour mobiliser la résistance du sol et peuvent avoir un impact important sur la structure qu'il supporte. Pour limiter le mouvement de la fondation, celle-ci doit être élargie ou encastree plus profondément. En revanche, si la rigidité de la fondation est faible par rapport à la rigidité du sol, une approche différente doit être adoptée, comme l'utilisation de coefficients de réaction.[9]

I.6.4. Calcul de la capacité portante à partir des résultats des essais in-situ

L'estimation de la capacité portante à partir des résultats des essais in-situ est basée sur des méthodes empiriques directes, c'est-à-dire qu'elles relient directement, par corrélation, la portance de la fondation aux résultats de l'essai en place. Il n'est pas fait usage des méthodes classiques (méthodes en « c et φ ») traitées ci-dessus. Pratiquement, il existe de nombreuses méthodes ; dans ce qui suit, on se réfère aux méthodes de calcul pressiométrique et pénétrométrique qui sont incluses dans le fascicule 62, titre V (1993), voir Frank (1999). Le pénétromètre statique et le pressiomètre Ménard sont des essais fondamentaux pour les reconnaissances préalables à l'étude des fondations et pour leur dimensionnement. Pour le calcul de la portance des fondations à partir du pressiomètre Ménard ou du pénétromètre statique, le fascicule 62, titre V (1993), définit les catégories conventionnelles de sols données par le tableau (1.6), en fonction de la pression limite mesurée q_l par le pressiomètre Ménard ou de la résistance de pointe q_c mesurée par le pénétromètre statique. [3]

Tableau I.6 :Définition des catégories conventionnelles des sols, d'après Frank(1999) [3]

Classe de sol		Pressiomètre p_l (MPa)	Pénétromètre p_c (MPa)
Argiles ,limons	A- Argiles et limons mous	<0,5	<3
	B- Argiles et limons fermes	1,2 à 2	3 à 6
	C- Argiles très fermes à dures	>2,5	>6
Sables ,graves	A- lâches	< 0,5	<5
	B- Moyennement compacts	1 à 2	8 à 15
	C- compacts	>2,5	>20
Craies	A- molles	< 0,7	< 5
	B- Altérées	1,0 à 2,5	>5
	C- Compactes	> 3	
Marnes , marno-calcaires	A- Tendres	1,5 à 4,0	
	B- Compacts	> 4,5	
Roches (1)	A- Altérées	2,5 à 4,0	
	B- Fragmentées	> 4,5	
(1) L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique .S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution .on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPA.			

I.6.3.5. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai au pressiomètre

L'essai pressiométrique Ménard consiste à réaliser l'expansion horizontale d'une sonde cylindrique dans un forage à une profondeur donnée, sous des contraintes radiales jusqu'à la rupture du sol. Il permet d'obtenir une relation entre les contraintes appliquées et les

déplacements horizontaux du forage, ce qui présente un grand avantage par rapport à d'autres essais in-situ, du fait qu'il permet l'analyse du comportement du sol aussi bien en déformations qu'à la rupture. La Figure 1.11 montre l'analogie, à la différence d'orientation près, entre la pression limite p_l obtenue par un essai pressiométrique et la contrainte de rupture q_u .

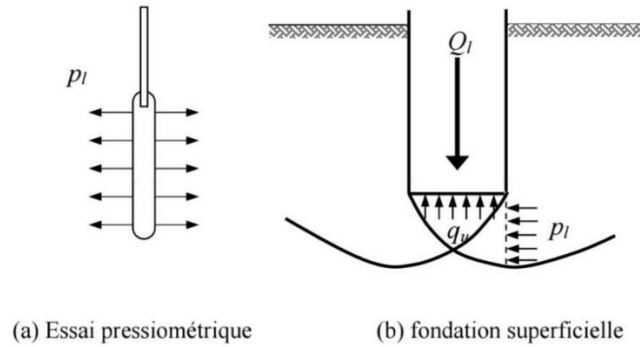


Figure I.11– Analogie entre les modes de rupture [3]

Selon le fascicule 62, titre V (1993), la contrainte de rupture q_u sous charge verticale centrée est donnée par la formule :

$$q'_u = q'_0 + k_p \cdot p_{le}^*$$

Ou :

q'_u : contrainte effective de rupture de la semelle sous une charge vertical centrée .

q'_0 : contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la foundation .

k_p : facteur de portance pressiométrique .

p_{le}^* : pression nette équivalente du sol .

Dans le cas d'une couche porteuse homogène, d'épaisseur au moins égale à $1,5B$ au dessous de la base de la fondation, on établit un profil linéaire de la pression limite nette q_l^* et l'on prend pour pression limite nette équivalente q_{le}^* la valeur à la profondeur $D+2/3B$, comme indiqué sur la Figure 1.12.

$$q_{le}^* = q_l^{*(D+2/3B)}$$

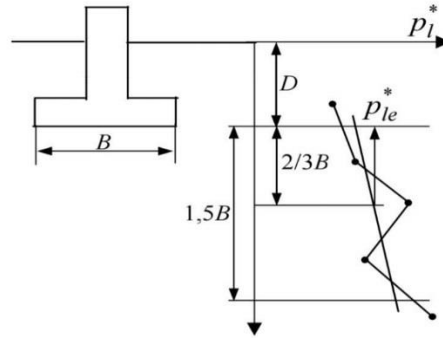


Figure I.12 Définition de la pression limite nette équivalente q_{le}^* dans le cas d'une couche porteuse homogène (Frank, 1999) . [3]

Dans le cas de sols de fondation non homogènes, ayant toutefois des valeurs de pression limite du même ordre de grandeur jusqu'à au moins $1,5B$ au-dessous de la base de la fondation, on retient pour q_{le}^* la moyenne géométrique :

$$p_{le}^* = \sqrt[n]{p_{l1}^* p_{l2}^* \dots \dots p_{ln}^*}$$

La théorie pressiométrique considère que les sols situés autour et au-dessus de la semelle n'interviennent pas uniquement par leur poids, comme il a été considéré précédemment, mais que leur résistance joue un rôle dans la contrainte ultime. Ceci est justifié par le fait que les lignes de glissement remontent jusqu'à la surface et ne s'arrêtent pas au niveau de la fondation comme il a été supposé par Terzaghi.

Cette remarque est prise en compte en introduisant la notion de hauteur d'encastrement équivalente D_e , à ne pas confondre avec la hauteur contenue dans le sol. D_e est donnée par l'expression :

$$D_e = \frac{1}{p_{le}^*} \int_0^D P_l^*(z) dz$$

Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi-profondes dont les méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance k_p sont données par le tableau 1.7

Tableau I.7– Facteur de portance pressiométrique (Frank, 1999) [3]

Type de sol	Expression de k_p	K_{pmax} (semelle carrée)	K_{pmax} (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A	$0.8 \left[1 + 0.25 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.3	1.1
Argiles et limons B	$0.8 \left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.5	1.22
Argiles C	$0.8 \left[1 + 0.5 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.8	1.4
Sables A	$\left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.88	1.53
Sables et graves B	$\left[1 + 0.5 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2.25	1.75
Sables et graves C	$\left[1 + 0.8 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	3	2.2
Craies B et C	$1,3 \left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2.18	1.83
Marnes, marno-calcaires, roches altérées	$\left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1.68	1.41

On peut remarquer qu'il dépend du type de sol, ainsi que de la forme de la fondation ou, plus précisément, du rapport de ses dimensions en plan B/L (pour une semelle circulaire $B/L=1$ et pour une semelle filante : $B/L = 0$) ; le facteur de portance k_p croît linéairement avec l'encastrement relatif de la fondation D_e/B , où D_e est la hauteur d'encastrement équivalente et B le diamètre ou la largeur de la fondation ; pour les fondations semiprofondes, il y a lieu de limiter sa valeur à k_{pmax} qui est la valeur obtenue pour $D_e/B = 2,5$.

I.6.3.6. Calcul de la capacité portante à partir de l'essai de pénétration statique (CPT)

L'essai de pénétration statique consiste à enfoncer dans le sol, à vitesse constante et à l'aide d'un vérin hydraulique, une pointe terminée par un cône. Un dispositif particulier permet de mesurer la résistance à la pénétration du cône, ainsi qu'éventuellement, le frottement latéral mobilisé sur une longueur donnée. Les classes de sol utilisées sont toujours celles définies dans le tableau 1.7; comme pour le pressiomètre, la formule générale traduit la proportionnalité semi-empirique entre la rupture du sol par poinçonnement sous une semelle soumise à une charge verticale centrée, et celle provoquée par la pointe du pénétromètre ; elle s'écrit :

$$d'_u = d'_0 + K_c \cdot q_{ce}$$

d'_u : Contrainte effective de rupture .

d'_0 : Contrainte verticale effective initiale du sol au niveau de la base de la fondation .

K_c : Facteur de portance pénétrométrique .

q_{ce} : Résistance de pointe équivalente du sol .

La résistance de pointe équivalente q_{ce} est une résistance de pointe moyenne autour de la base de la fondation définie, à partir d'une courbe $q_c(z)$ lissée, par (Figure 2.6)

$$q_{ce} = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz$$

Avec q_{cc} résistance de pointe q_c écrêtée à $1,3 q_{cm}$

$$q_{cm} = \frac{1}{3a + b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz$$

Avec $a = B/2$ si $B > 1m$

$a = 0,5 m$ si $B < 1m$

$b = \min \{a, h\}$ ou h est la hauteur de la fondation dans la couche porteuse .

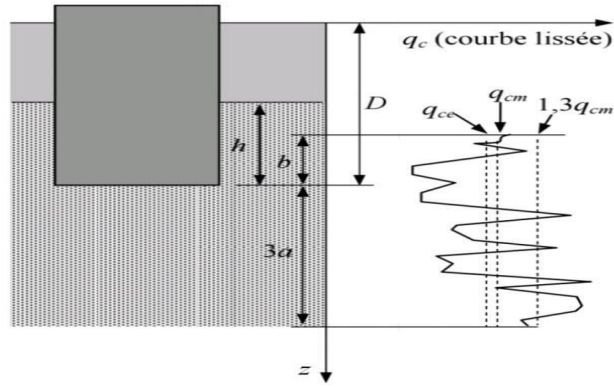


Figure I.13 Définition de la résistance de pointe (ou de cône) équivalente pour les fondations superficielles et profondes (Frank, 1999) [3]

La hauteur d'encastrement équivalente D_e est donnée par l'expression :

$$D_e = \frac{1}{p_{ce}} \int_0^D q_c(z) dz$$

q_{ce} représente la résistance de pointe équivalente du sol sous la base de la fondation;

$q(z)$ est la résistance de pointe lissée donnée à la profondeur z par l'essai pénétrométrique. Pour les fondations superficielles et pour les fondations semi-profondes dont les méthodes d'exécution sont similaires à celles des fondations superficielles, les valeurs du facteur de portance K_c sont données par le tableau 1.8

Tableau I.8– Facteur de portance pénétrométrique (Frank,1999) . [3]

Type de sol	Expression de kc	K_{cmax} (semelle carrée)	K_{cmax} (semelle filante)
Argiles et limons A, et B craies A	0.32 $\left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L}\right) \frac{D_e}{B}\right]$	0,60	0,49
Sables A	0.14 $\left[1 + 0.35 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L}\right) \frac{D_e}{B}\right]$	0,26	0.21
Sables et graves B	0.11 $\left[1 + 0.5 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L}\right) \frac{D_e}{B}\right]$	0,25	0,19
Sables et graves C	0,08 $\left[1 + 0.8 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L}\right) \frac{D_e}{B}\right]$	0,24	0,18
Craies B	0,17 $\left[1 + 0.27 \left(0.6 + 0.4 \frac{B}{L}\right) \frac{D_e}{B}\right]$	0,29	0,24

Partie 2: Techniques de renforcement des sols

II.1. Introduction :

Les techniques de renforcement des sols sont largement utilisées en géotechnique pour traiter les problèmes liés aux sols faibles qui peuvent affecter la stabilité des ouvrages. Dans plusieurs projets de génie civil, les caractéristiques naturelles du sol ne sont pas toujours suffisantes pour supporter les charges, ce qui nécessite l'utilisation de différentes méthodes d'amélioration.

Parmi ces techniques, on peut citer les méthodes mécaniques, les méthodes hydromécaniques, le renforcement par géosynthétiques ainsi que l'amélioration des sols par les colonnes ballastées. Ces méthodes visent principalement à améliorer les propriétés mécaniques du sol, à augmenter sa capacité portante et à réduire les tassements afin d'assurer la stabilité des structures.

II.2. Renforcement des sols par géosynthétique:

II.2.1. Définition de géosynthétique:

Les géosynthétiques sont définis comme des matériaux de construction spécifiques dont la fabrication repose sur l'utilisation de polymères, qu'ils soient naturels ou synthétiques. Ces matériaux se présentent sous différentes formes, telles que des nappes, des bandes ou des structures tridimensionnelles, et sont principalement utilisés dans les projets de génie civil et de géotechnique, où ils sont intégrés directement au sol ou à d'autres matériaux de construction afin d'améliorer le comportement mécanique des sols ou les performances des ouvrages.

Les géosynthétiques peuvent être répartis en deux catégories principales :

la première regroupe les matériaux à forte perméabilité, tels que les géotextiles, tandis que la seconde concerne les matériaux utilisés comme éléments d'étanchéité, notamment les géomembranes

Les géotextiles sont des matériaux naturels ou synthétiques utilisés dans le sol, incluant les géogrilles, les geobags et les géotubes. Les géomembranes sont des nappes imperméables, généralement en polymère ou en bitume, auxquelles s'ajoutent les géosynthétiques bentonitiques pour l'étanchéité. [10]

II.2.2. Fabrication:

La plupart des géosynthétiques sont fabriqués à partir de polymères tels que le polypropylène, le polyester, le polyéthylène, le nylon, le chlorure de polyvinylidène et la fibre de verre. Ces matériaux résistent bien à la dégradation chimique et biologique.

Les fibres peuvent être continues ou courtes et sont utilisées dans les géotextiles, ou combinées avec des géogrilles et des filets pour améliorer leurs performances. Il est également possible de produire de fines bandes en fondant et en reformant le plastique. [11]

II.2.3. Classification des géosynthétiques:

Les géosynthétiques sont généralement classés selon leur mode de fabrication et leur utilisation. Ils sont principalement employés dans le génie civil, la protection de l'environnement, ainsi que dans les ouvrages hydrauliques et de transport. Chaque type possède une fonction spécifique

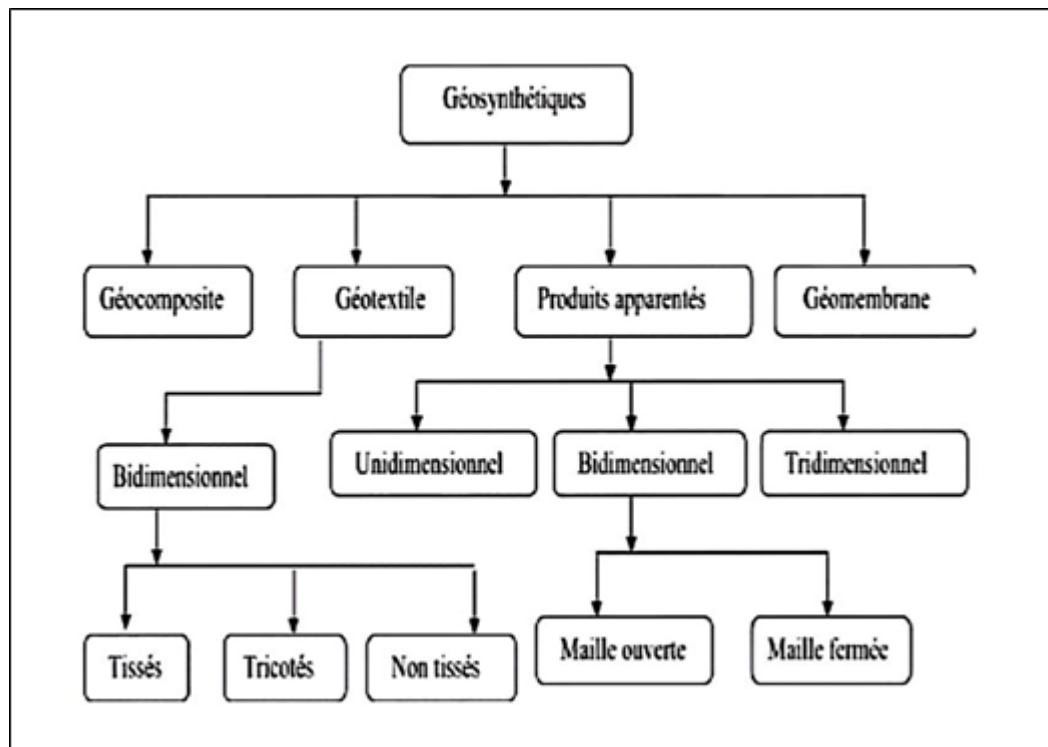


Figure I.14: Les principes types de géosynthétique (schéma) [11]



Figure I.15 : Les principes types de géosynthétique

II.2.4. Différents types des géosynthétiques:

Les géosynthétiques se présentent sous différentes formes et sont principalement fabriqués à partir de matériaux synthétiques et naturels tels que le polyéthylène, le polypropylène, le polyester et la fibre de verre. Ces produits sont généralement classés en six groupes selon le type de matériaux, le procédé de fabrication et leur usage.



Figure I.16 : Différents types de géosynthétique[6]

- **Géotextiles:**

Les géotextiles sont des produits tissés, pastissés, ou tricotés, qui laissent passer l'eau; ils sont faits avec un type de plastique et utilisés en sol et construction civile. Leur usage très large touche aussi, la géotechnique routière centres de stockage déchets, aménagements hydrauliques ; la stabilisation des sols que renforcement des fondations.

Les géotextiles ont trois types:

Un non tissé est un géotextile qu'on trouve sous la forme d'une feuille faite par des humains, formée d'un tissu ou d'une couche de fibres, orientés dans un sens ou mis au hasard.

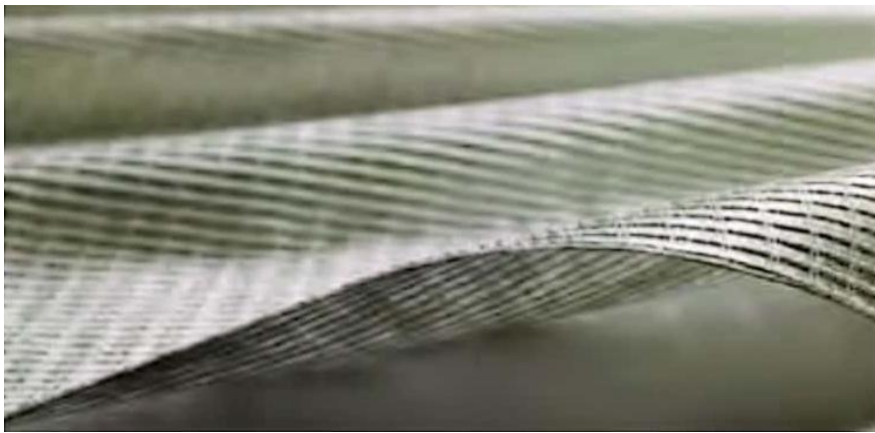


Figure I.17: Exemple de géotextile non tissé [11].

-Un tissé est un tissu fait d'ensembles de fils qui se croisent à angle droit et réunis d'une manière structurée (par exemple : les tissus pour chemises, voiles de bateaux, bâches).

-Un tricoté est un textile fait en mettant ensemble deux couches de fils parallèles avec un fil qui relie, pour obtenir la forme voulue.



Figure I.18: Exemple de géotextile tricoté [11].

- **Géocomposite:**

Un géocomposite est une composition de matériaux comprenant au moins un composant géosynthétique, par exemple une géogridle associée à un géotextile non tissé. Il est adapté à une utilisation en géotechnique ou dans l'enseignement. Les géocomposites inhibent simultanément la formation et l'agrandissement des fissures, grâce à leur capacité à absorber les forces horizontales. Ils facilitent également l'ajout d'asphalte aux nouveaux projets, ainsi

que l'entretien et la réparation des projets existants. Limiter la taille et le nombre de fissures augmente également la durée de vie des chaussées.[12]



Figure I.19: Exemple de géocomposite [11]

II.3. Méthodes mécaniques

Nous citerons deux méthodes de stabilisation mécanique.

II.3.1. Compactage de surface

Le compactage est un procédé de densification des sols en place (Lawton, 2004). Ce procédé mène à une diminution des vides du sol par des moyens mécaniques aboutissant ainsi à une augmentation de la densité et de la résistance ainsi qu'une réduction de la compressibilité.

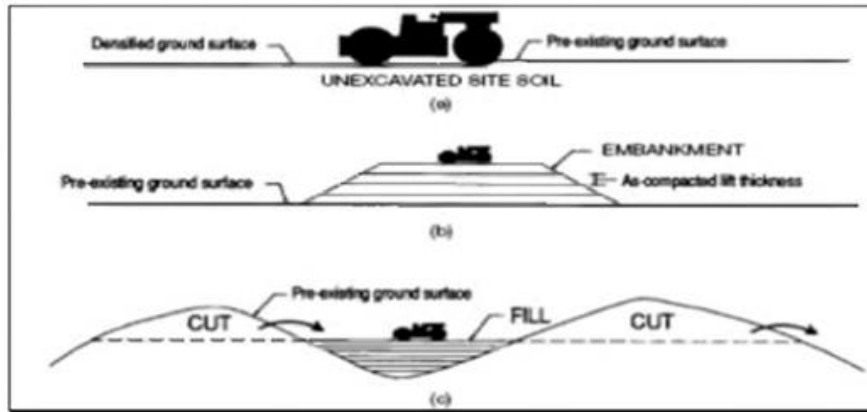


Figure I.20. Types de compactage de surface [13].

L'application des charges sur le sol à compacter par le biais de certains rouleaux de compactage statiques ou vibratoires induisent une densification dans le sol qui sera proportionnelle à l'énergie mécanique appliquée. Le compactage de surface peut être accompli sur différents types de sites.

II.3.2. Compactage dynamique

Le compactage de surface peut être utilisé pour une profondeur maximale de 3m. Au delà de cette profondeur un autre type de compactage existe connu sous le nom de compactage dynamique profond (voir figure 1.21). C'est un procédé qui consiste à pilonner le sol en surface avec une dame en chute libre. L'énergie transmise par chaque impact pénètre dans le sol et produit une déstructuration. Au bout de quelques jours ou semaines, une restructuration s'opère qui aboutit à des caractéristiques de portance améliorées. [3]



Figure I.21. Chantier d'un compactage dynamique profond. [3]

Le procédé s'applique aux sols sablo-graveleux, et aux matériaux argilo-limoneux saturés à condition qu'il y ait présence d'air occlus. Son emploi peut être intéressant pour consolider des couches sous l'eau.

II.4. Méthodes hydromécaniques

II.4.1. Pré chargement ou Pré-compression

La pré-compression nécessite la compression du sol sous une pression appliquée avant l'application des charges. Cette méthode est utilisée sur des terrains dont le tassement va se prolonger durant plusieurs années. On applique généralement ces méthodes sur des mauvais terrains de composition principalement argileuse. Le principe consiste à surcharger le terrain afin qu'il se tasse naturellement. Le pré chargement des sols s'opère selon les mêmes principes dans le cas des sols fins ou grenus. Le mode de réalisation est le même, mais la perméabilité élevée des sols grenus permet d'obtenir l'amélioration souhaitée dans des délais beaucoup plus brefs que les sols fins et surtout argileux. La figure 1.22 présente le Principe du pré-chargement pour le contrôle des tassements [14]

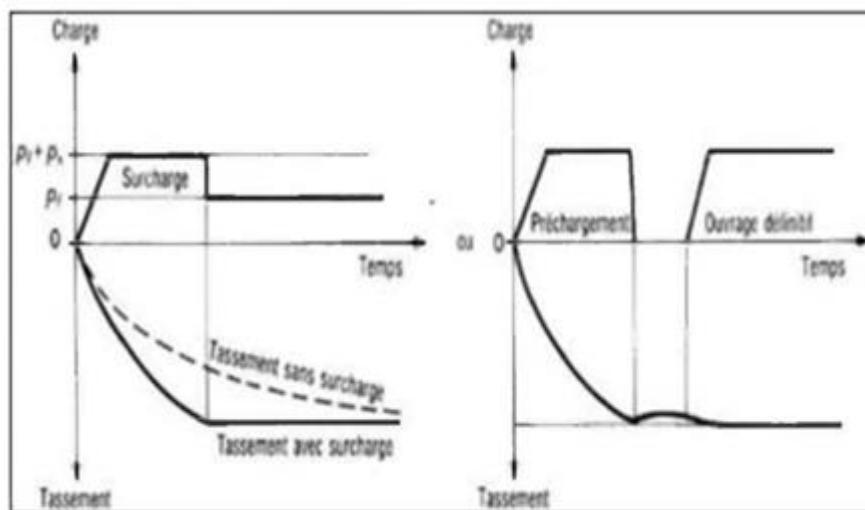


Figure I.22. Principe du pré-chargement pour le contrôle des tassements.

Les effets bénéfiques de ce procédé incluent une augmentation considérable de la capacité de portance par la réduction des pressions interstitielles excessives et de plus la réduction de la compressibilité des sols mous par l'accélération de la consolidation.

II.4.2. Accélération de la consolidation par l'installation des drains verticaux :

Les drains verticaux peuvent donc être utilisés dans beaucoup de cas pour accélérer le taux du tassement de la consolidation primaire à l'intérieur de la zone pré-chargée avec ou sans la

surcharge ajoutée. Ce procédé est inefficace dans les sols tels que les argiles très organiques et les tourbes où leur comportement de tassement est beaucoup plus dominé par la compression secondaire. Les drains verticaux permettent donc au drainage de s'effectuer horizontalement et verticalement (voir Figure 1.23) [3]



Figure I.23. Principe Installation des drains. [3]

Durant les années 1980, les drains verticaux sont constitués généralement de sable réalisés par différents procédés tels que le battage et le vibro-fonçage. A partir des années 1980, une nouvelle génération de drains qui sont les drains préfabriqués en forme de bande a fait son apparition. La part de ces drains a augmenté de façon très rapide.

II.5. Renforcement par de colonne pallastée :

II.5.1. Définition :

La technique des Colonnes Ballastées consiste, à l'aide d'une aiguille vibrante, à incorporer dans le terrain des matériaux granulaires compactés de manière à constituer des inclusions souples, présentant des caractéristiques mécaniques élevées et un fort caractère drainant.

Sous les ouvrages à surcharge répartie (remblais, radiers, dallages...) les Colonnes Ballastées sont disposées suivant un maillage régulier et sont coiffées d'un matelas de répartition des contraintes. Elles permettent ainsi d'homogénéiser et de diminuer l'amplitude globale des tassements sous l'ouvrage.

Les Colonnes Ballastées peuvent également être disposées en groupes sous les charges isolées (semelles de fondations) ou en files (semelles filantes, murs de soutènement...). Elles permettent dans ce cas d'accroître la capacité portante du terrain tout en contrôlant les

tassements des ouvrages. Le procédé est adapté pour traiter les sols présentant des caractéristiques mécaniques faibles à très faibles (sables limoneux, argiles, limons, remblais hétérogènes...), mais il doit être exclu dans les sols présentant un caractère évolutif (matériaux organiques, tourbes...) dans lesquels l'étreinte latérale autour des colonnes n'est pas garantie à long terme. [3]

II.5.2. Le but de l'amélioration des sols par colonnes ballastées :

Le but de tout réalisation de colonnes ballastées est de conférer au sol de nouvelles caractéristiques générales et /ou locales sous l'ouvrage à construire, afin que les différents éléments d'infrastructure de celui-ci (semelles isolées ou filantes, radier, dallages, ouvrage en terre ...) aient un comportement prévisible, justifiable et compatible avec les règlements et tolérances s'appliquant à la structure de l'ouvrage et à son exploitation. [3]

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes, dans une seule ou plusieurs peuvent être recherchées :

- Amélioration de la portance ;
- Réduction des tassements ;
- Homogénéisation des caractéristiques géotechniques ;
- Augmentation de la vitesse de consolidation par la création d'éléments drainants
- Augmentation des caractéristiques équivalentes du massif de sol traiter (la résistance au cisaillement horizontal, l'angle de frottement interne et les paramètres de déformation ;
- Il est également possible d'utiliser les colonnes en zones sismiques ou elles peuvent contribuer à la diminution du potentiel de liquéfaction des sols.

II.5.3. Objectif de traitement :

L'amélioration de sol par colonnes ballastées consiste à mettre en œuvre un « maillage » de colonnes constituées de matériaux granulaire ou graveleux, amenant une densification des couches compressibles et les rendant aptes à reprendre des charges issues de fondations. [3]

Le traitement d'un sol par colonnes ballastées conjugue les actions suivantes :

- Augmenter la capacité portante du sol.
- Diminuer les tassements totaux et différentiels.
- Diminuer le temps de consolidation par création d'éléments drainant.

- Diminuer les risques induits par les phénomènes de liquéfaction lors des séismes.

Conclusion:

Ce chapitre a traité les fondations superficielles en termes de leur rôle dans la garantie de la stabilité des ouvrages et la transmission des charges vers le sol de manière sûre, en présentant leurs différents types, leur comportement sous l'effet des charges ainsi que les méthodes de calcul de leur capacité portante.

Il a également abordé les techniques d'amélioration et de renforcement des sols qui permettent d'augmenter la capacité portante, de réduire les tassements et d'améliorer les propriétés mécaniques des sols, notamment dans les cas de sols faibles.

Ces éléments constituent une base théorique importante pour passer à l'étude pratique, qui s'appuiera sur la modélisation numérique et les techniques d'intelligence artificielle afin d'analyser et d'optimiser le comportement des fondations superficielles sur des sols renforcés.

Chapitre II

**Introduction aux modèles
d'intelligence artificielle
avancés**



II.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter les notions fondamentales de l'intelligence artificielle et du machine learning, ainsi que les principaux types d'apprentissage automatique et leurs applications dans le domaine du génie civil.

Ce chapitre aborde également deux modèles largement utilisés dans les tâches de classification et de prédiction, à savoir la forêt aléatoire (Random Forest) et les réseaux de neurones artificiels (Artificial Neural Networks), qui constituent les méthodes retenues dans le cadre de cette étude.

II.2. L'intelligence artificielle :**II.2.1. La définition de l'IA:**

Le concept "intelligence artificielle" a été inventé par l'informaticien américain John McCarthy et trois autres chercheurs en 1956 [15], défini pour des machines qui peuvent être améliorées pour assumer certaines capacités considérées comme similaires à l'intelligence humaine, telles que l'apprentissage, l'adaptation et l'autocorrection [16]. Autrement dit, un système de théories, de méthodes, de techniques et d'applications peut imiter et étendre le comportement humain, comme la perception de l'environnement, l'acquisition de connaissances et l'obtention de résultats optimaux.

II 3.Machine learning**II.3.1. Définition**

Le machine learning est une branche de l'intelligence artificielle basée sur des méthodes mathématiques et statistiques permettant aux ordinateurs d'apprendre à partir des données et d'améliorer leurs performances sans être programmés explicitement pour chaque tâche.

Ce domaine comporte deux phases principales : la phase d'apprentissage, où un modèle est construit à partir de données disponibles, et la phase d'exploitation, où le modèle est utilisé pour traiter de nouvelles données et produire des résultats. Dans certains systèmes, l'apprentissage peut se poursuivre pendant l'utilisation grâce à un retour d'information.

Le type d'apprentissage dépend des données : il est supervisé lorsque les données sont étiquetées (classification ou régression), par renforcement lorsqu'il repose sur des récompenses, et non supervisé lorsqu'il s'agit de découvrir la structure cachée des données.

Le machine learning peut être appliqué à différents types de données, tels que les vecteurs, les graphes ou les arbres, qu'elles soient quantitatives ou qualitatives. [17]

II.3.2. Types d'apprentissage

Les algorithmes d'apprentissage automatique peuvent être classés selon la manière dont ils extraient les connaissances à partir des données. Parmi les principaux types, on distingue :

1. Apprentissage supervisé

Ce type est utilisé lorsque les données sont accompagnées de réponses ou de labels déjà connus. Le modèle apprend en établissant une correspondance entre les entrées et les sorties à partir d'exemples préalablement étiquetés. Cette étape nécessite généralement une intervention humaine pour préparer les données. [17]

Le processus comprend deux phases principales :

Phase d'entraînement : le modèle apprend à partir de données connues.

Phase de prédiction : le modèle utilise ce qu'il a appris pour traiter de nouvelles données.

Dans certains cas, le modèle ne se limite pas à une seule classe, mais peut estimer la probabilité d'appartenance à plusieurs classes.

Exemple : classification de données avec des algorithmes comme SVM, ou prédiction du risque de maladie à partir de données médicales.

2. Apprentissage non supervisé

Il est utilisé lorsque les données ne sont pas étiquetées. L'algorithme tente alors de découvrir automatiquement des structures et des relations dans les données sans aucune indication préalable. [17]

L'une des méthodes les plus courantes est le clustering, qui consiste à regrouper les données en ensembles similaires selon certaines caractéristiques, souvent à l'aide de mesures de distance.

Ces groupes peuvent ensuite être interprétés et analysés pour en tirer du sens.

Exemple : segmentation de données en groupes similaires sans connaissance préalable des catégories.

3. Apprentissage semi-supervisé

Ce type est utilisé lorsqu'une petite quantité de données étiquetées est disponible, accompagnée d'une grande quantité de données non étiquetées. [17]

Il permet d'améliorer les performances du modèle en exploitant l'ensemble des données disponibles, au lieu de se limiter uniquement aux données annotées.

Exemple : entraînement d'un modèle avec peu d'exemples étiquetés et beaucoup de données non étiquetées.

4. Apprentissage partiellement supervisé

Dans ce cas, les informations sur les classes sont incomplètes. On peut savoir, par exemple, qu'un élément n'appartient pas à une certaine classe, sans connaître sa véritable catégorie. [17]

Exemple : un système capable d'exclure certaines classes possibles sans déterminer précisément la bonne. [17]

5. Apprentissage par renforcement

Ce type repose sur l'apprentissage par interaction avec l'environnement. Le système prend des décisions et reçoit des récompenses ou des pénalités, ce qui lui permet d'améliorer progressivement ses performances. [17]

Exemple : algorithme Q-learning apprenant à choisir les meilleures actions par essai-erreur.

6. Apprentissage par transfert

Il consiste à réutiliser des connaissances acquises lors d'une tâche précédente pour les appliquer à une nouvelle tâche similaire. Cela permet de réduire le temps d'apprentissage et la quantité de données nécessaires. [17]

Exemple : utiliser un modèle pré-entraîné sur une tâche de reconnaissance d'images pour résoudre un nouveau problème proche.

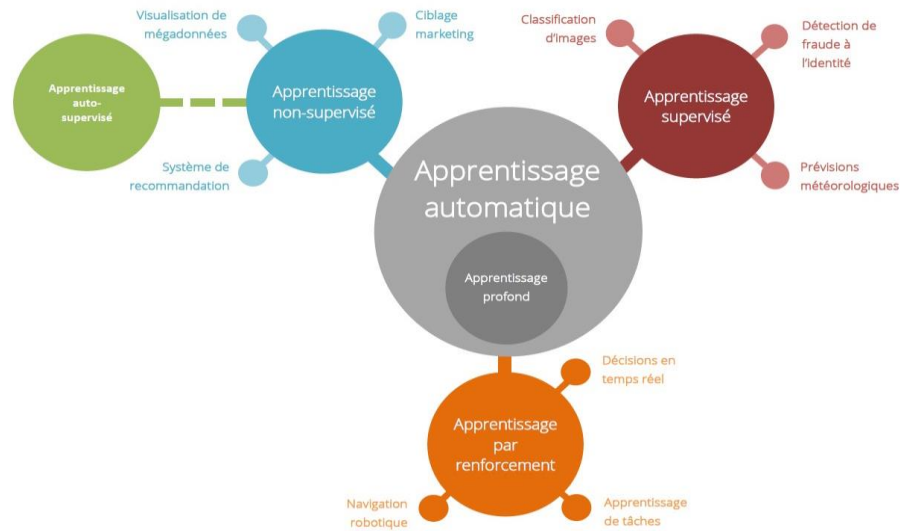


Figure II.1 Les types d'apprentissage automatique [17]

II.4. Applications de l'intelligence artificielle en génie civil

II.4.1 Conception et analyse structurale :

* **Amélioration de la conception** : L'intelligence artificielle permet de choisir les solutions structurelles les plus adaptées en termes de coût, de sécurité et de durabilité. [18]

* **Analyse avancée** : Elle permet de réaliser des simulations précises du comportement des structures sous différentes charges, comme les séismes et le vent.

* **Détection des dommages** : Elle est utilisée pour analyser les images et les données afin d'identifier les fissures, la corrosion et d'autres défauts.

* **Modélisation des Informations du Bâtiment (BIM)** : Elle contribue à automatiser la création des modèles et à améliorer la gestion des information [19]

II.4.2 Gestion des projets de construction :

* **Estimation des coûts et des délais** : L'IA permet d'exploiter les données des projets antérieurs afin d'obtenir des prévisions plus fiables concernant les coûts et les durées de réalisation.

* **Planification des ressources** : Elle contribue à une répartition plus efficace des ressources humaines, des équipements et des matériaux sur les chantiers.

* **Suivi de la sécurité** : Grâce à la vision par ordinateur, il devient possible de contrôler les conditions de travail, de repérer les risques et de veiller au respect des règles de sécurité.

* **Anticipation des retards et des risques** : L'analyse des données aide à identifier à l'avance les éventuels problèmes et retards, permettant ainsi d'adopter des mesures préventives. [20]

II.4.3 Ingénierie géotechnique :

* **Caractérisation des sols** : L'intelligence artificielle améliore l'analyse des données géotechniques pour mieux comprendre les propriétés et le comportement des sols.

* **Prévision des glissements de terrain** : Les modèles d'apprentissage automatique permettent d'évaluer le risque de glissements à partir de données géologiques et hydrologiques.

* **Optimisation des fondations** : Elle aide à concevoir des fondations mieux adaptées aux caractéristiques du sol et aux charges appliquées.

* **Évaluation de la stabilité des pentes** : L'IA permet d'analyser la stabilité des terrains en pente et d'estimer le risque d'effondrement. [19]

Forêt aléatoire (Random Forest)

La forêt aléatoire est un algorithme d'apprentissage automatique basé sur une approche d'ensemble, composé de plusieurs arbres de décision fonctionnant de manière indépendante, puis combinés afin d'obtenir des prédictions plus précises.

Cette méthode permet de réduire le problème de surapprentissage, ce qui améliore la capacité de généralisation et la gestion des données nouvelles, y compris les valeurs manquantes. Elle est également adaptée aux grands ensembles de données hétérogènes contenant différents types de variables.

Elle est particulièrement performante pour les problèmes de classification, tandis que ses performances en régression sont relativement moins élevées. Malgré son efficacité, elle reste un modèle de type "boîte noire", difficile à interpréter.

De manière générale, la forêt aléatoire est largement utilisée dans les applications pratiques et la recherche grâce à sa robustesse, sa simplicité d'utilisation et son efficacité sur les données complexes et volumineuses. [17]

II.4.4 L'algorithme Random forest

Bien que les arbres de décision soient importants et efficaces en classification, l'utilisation d'un seul arbre peut conduire à des résultats moins fiables lorsqu'il s'agit de nouvelles données. Cela s'explique par le fait que l'arbre peut trop s'adapter aux données d'apprentissage, ce qui réduit sa capacité de généralisation.

C'est pourquoi le concept de forêt aléatoire a été développé. Il repose sur la construction d'un grand nombre d'arbres de décision à partir de différents échantillons et de différentes caractéristiques des données. Cette diversité entre les arbres réduit leur similarité et diminue les erreurs possibles.

Chaque arbre fournit sa propre prédiction, puis les résultats finaux sont combinés selon le principe du vote majoritaire, ce qui rend la décision plus stable et plus fiable.

De manière générale, plus le nombre d'arbres dans la forêt est élevé, plus la précision [17]

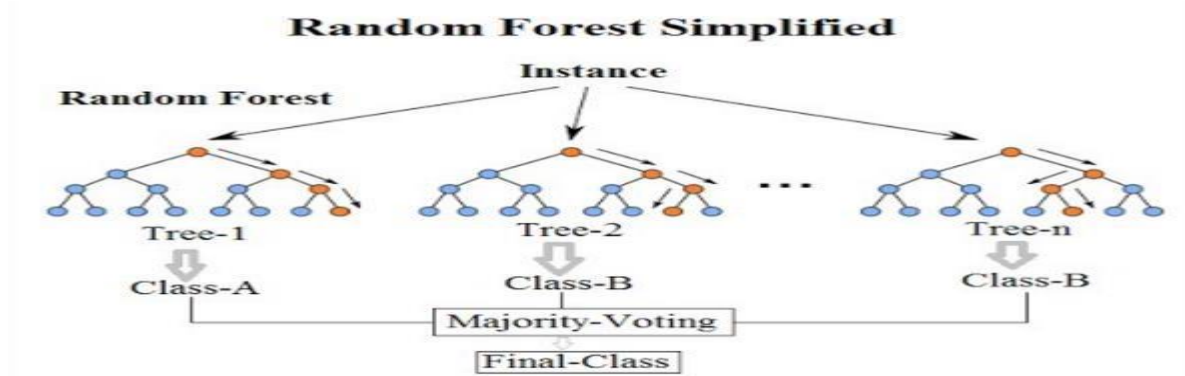


Figure II.2 Illustration de l'algorithme Random forest [17]

II.4.5 Principe de fonctionnement de Random forest

Une forêt aléatoire se compose d'un ensemble d'arbres de décision indépendants. Chaque arbre contient une vue fragmentée du problème due à une double sélection aléatoire, et fonctionne en quatre étapes : [17]

- Sélectionnez des échantillons aléatoires à partir d'un ensemble de données donné.
- Créez un arbre de décision pour chaque échantillon et obtenez un résultat de prédiction à partir de chaque arbre de décision □ Votez sur chaque résultat prévu.
- Le résultat de la prédiction avec le plus de votes est déterminé comme prédiction finale.

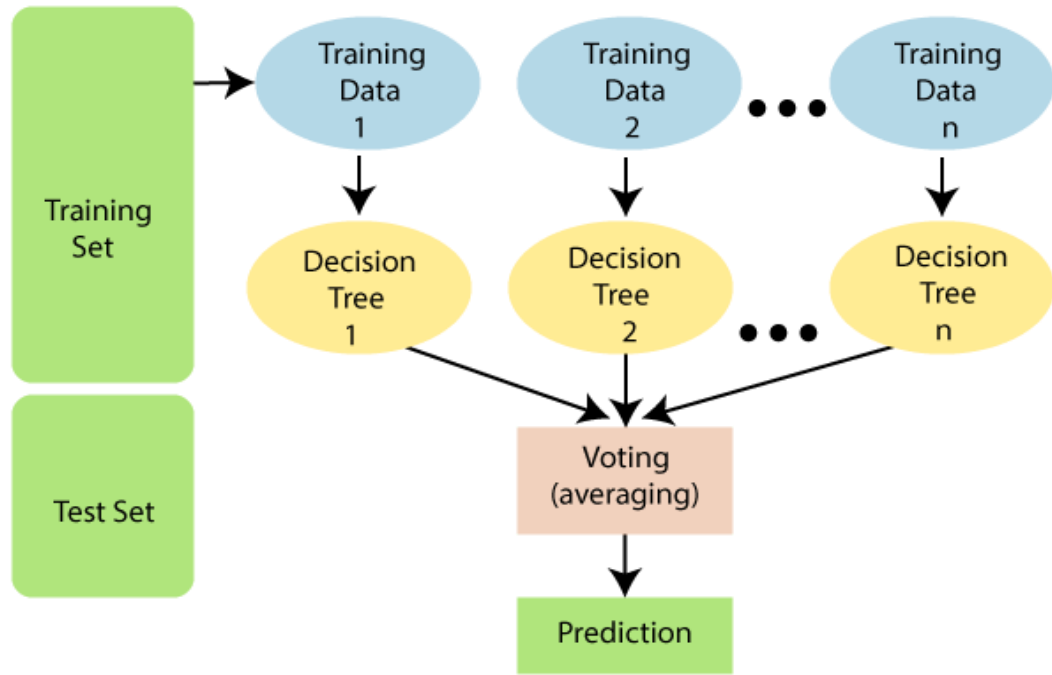


Figure II.3. Ensemble d'entraînement et ensemble de test de Random forest [17]

II.4.6 La forêt aléatoire est-elle efficace pour la classification ?

La forêt aléatoire est un algorithme flexible en apprentissage automatique, caractérisé par sa facilité d'utilisation et sa capacité à fournir de bons résultats dans la plupart des cas, même sans un réglage précis des hyperparamètres.

Elle est également largement utilisée grâce à sa simplicité et à son efficacité, ainsi qu'à sa flexibilité qui lui permet d'être appliquée à différentes tâches, notamment la classification et la régression [17]

II.5 Réseau de neurones artificiels

Considéré comme l'un des modèles les plus représentatifs de l'apprentissage automatique, le réseau de neurones artificiels est largement utilisé dans divers domaines d'application et contribue de manière continue au développement de l'intelligence artificielle. Il est important de noter que ce modèle s'inspire de la structure neuronale du cerveau humain. Cette section commence par présenter les neurones du cerveau humain, puis introduit progressivement le concept des réseaux de neurones artificiels, tout en exposant certaines techniques fondamentales. [18]

II.5.1 Modèle d'imitation mathématique, perceptron

Le perceptron (Figure II.4) est créé pour imiter mathématiquement les principes de fonctionnement du neurone [3]. Il possède plusieurs entrées binaires $x_1, x_2, \dots, x_n$ (dendrites), à chaque entrée correspond un poids $w_1, w_2, \dots, w_n$ (sensibilité des synapses). La somme de chaque entrée multipliée par son poids est ensuite comparée à un seuil $-b$ (potentiel de seuil). La sortie est égale à 1 si la somme est supérieure au seuil (neurone actif). Sinon, la sortie est égale à 0 (neurone inhibé) :

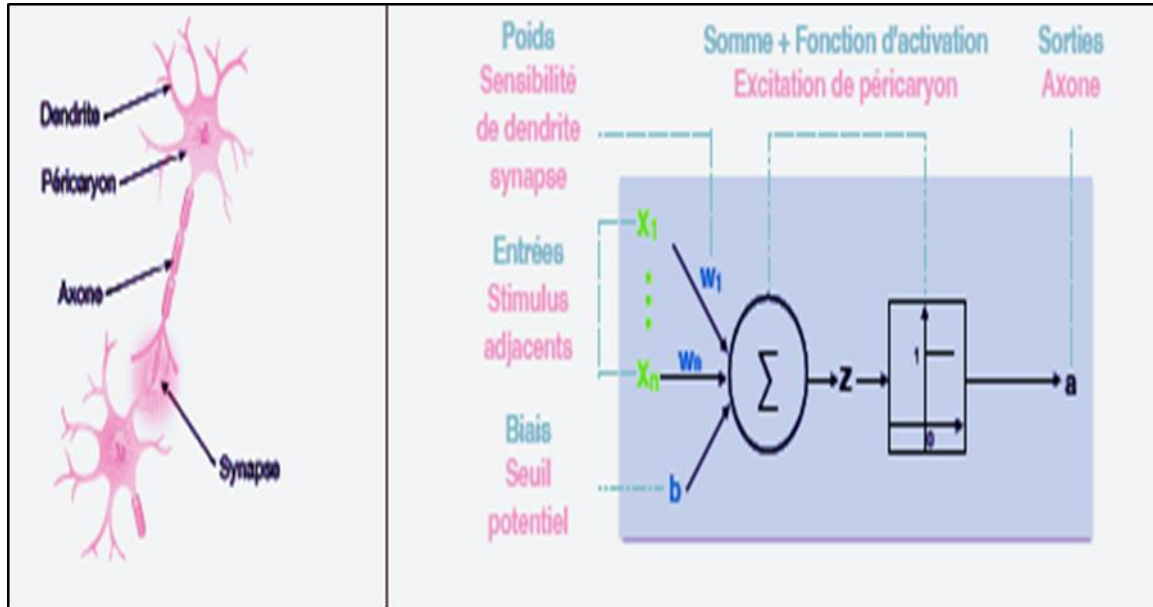


Figure II.4 : Structure d'un neurone et modèle de perceptron[20]

$$a = \begin{cases} 0 & \text{si } \sum_{i=1}^n \omega_i x_i + b \leq 0 \\ 1 & \text{si } \sum_{i=1}^n \omega_i x_i + b > 0 \end{cases}$$

II.5.2 Caractéristique non linéaire, fonction d'activation

Cependant, dans les applications algorithmiques, la fonction d'échelon s'avère compliquée à utiliser avec le développement des perceptrons et des RNA. Par conséquent, de nombreuses variantes de fonctions d'activation offrant des performances encore meilleures ont été découvertes. La fonction sigmoïde est une fonction de type "S" couramment utilisée, qui peut faire correspondre des variables à l'intervalle (0,1) [21] :

$$S(x) = \frac{1}{1 + e^{-x}}$$

et sa dérivée peut être facilement calculée :

$$S'(x) \frac{e^{-x}}{(1 + e^{-x})^2} = S(x)(1 - S(x))$$

On observe que lorsque l'entrée de la fonction sigmoïde est très grande ou très petite, la sortie entre dans la zone "plate", et le gradient "disparaît". Alors que lorsque l'entrée est proche de 0, la valeur de la dérivée sigmoïde est plus grande. En outre, la fonction sigmoïde produit directement un état de demi-saturation (sortie = 0,5) lorsque le seuil d'activation est tout juste atteint (entrée = 0), ce qui ne correspond pas aux véritables réseaux neuronaux biologiques. En général, seuls 1% – 4% des neurones du cerveau sont actifs (sortie > 0) simultanément et ne sont pas facilement saturés. Par conséquent, la fonction unité linéaire rectifiée (ReLU) est plus conforme aux modèles physiologiques et est plus adaptée pour éviter les gradients qui explosent et disparaissent. En outre, elle peut également simplifier le calcul et accélérer la convergence car sa dérivée est toujours égale à 1 si l'entrée est positive [23]:

$$R(x) = \max(0, x)$$

Les fonctions d'activation non linéaires ci-dessus peuvent introduire des caractéristiques non linéaires dans le modèle RNA. Dans certaines conditions, ces fonctions peuvent aider le modèle à se rapprocher de n'importe quelle relation de mappage non linéaire continue entre l'entrée et la sortie avec une certaine précision s'il y a suffisamment de neurones et de couches cachées [23].

II.5.3 Construction d'un modèle de réseau, perceptron multicouche

Le perceptron multicouche (Figure II.5) est un modèle RNA à anticipation entièrement connecté qui peut faire correspondre un ensemble de données d'entrée à un ensemble de données de sortie. Par exemple, les entrées peuvent être les valeurs des caractéristiques d'images ou de documents, tandis que les sorties du modèle réaliseront une tâche de prédiction spécifique, telle que l'identification d'un objet[22].

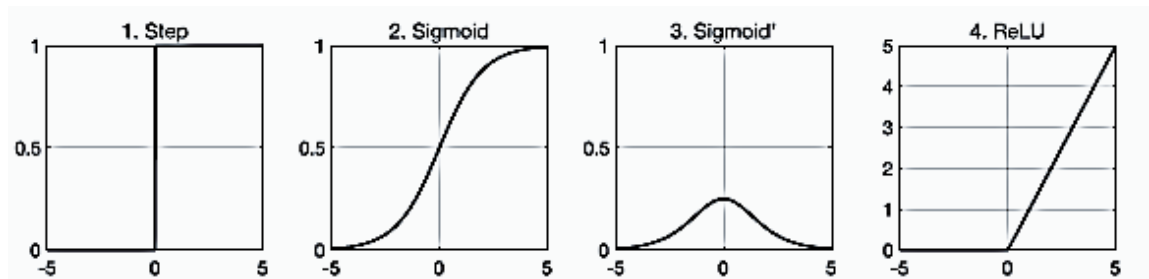


Figure II.5 : fonction step, fonction sigmoïde, sa dérivée et fonction ReLU

Le modèle se compose de la couche d'entrée (variables d'entrée), des couches cachées (noeuds intermédiaires) et de la couche de sortie (variables de sortie). Les neurones sont entièrement connectés, ce qui signifie que les neurones de la dernière couche sont connectés à chaque neurone de la couche précédente. Une fois que nous avons compris comment les perceptrons individuels reçoivent, traitent et transmettent les signaux, il est temps de voir comment calculer les valeurs couche par couche de l'entrée à la sortie dans un modèle entièrement connecté pour réaliser la propagation vers l'avant [24]:

$$\{\alpha_1 = \sigma(z_1) = \sigma(x_1w_1 + x_2w_3 + b_1)$$

$$\{\alpha_2 = \sigma(z_2) = \sigma(x_1w_2 + x_2w_4 + b_2)$$

$$\{\alpha_3 = \sigma(z_3) = \sigma(\alpha_1w_5 + \alpha_2w_7 + b_3)$$

....

$$\{\alpha_n = (z_n) = \sigma(a * w + b_n)$$

où α_n est la sortie du neurone courant, σ est la fonction d'activation, $\mathbf{a}$ et $\mathbf{W}$ sont les formes matricielles des sorties et de leurs poids correspondants de la couche précédente, b_n est le biais.

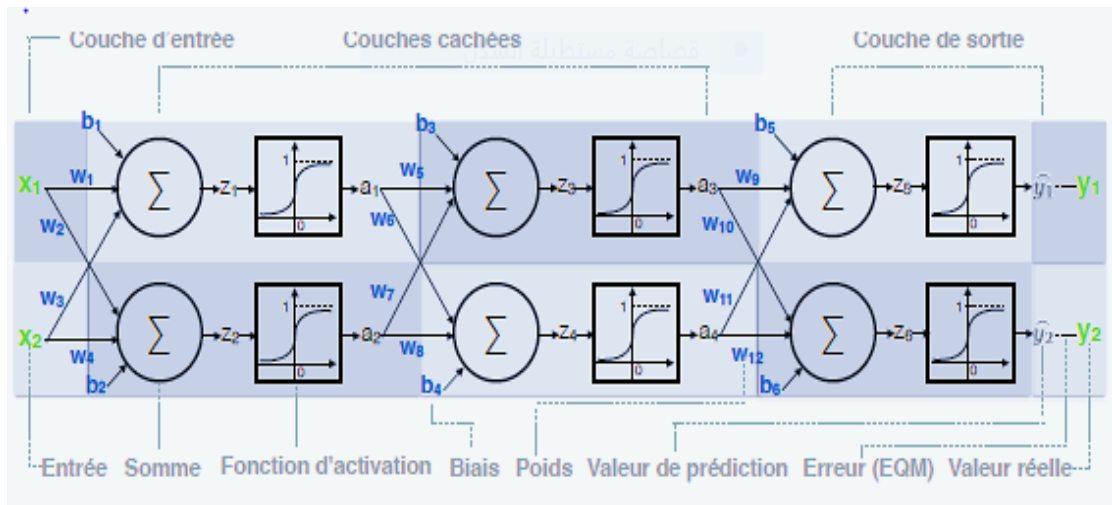


Figure II.6 : Structure de perceptron multicouche [24]

II.6. Conclusion:

Ce chapitre a présenté les notions fondamentales de l'intelligence artificielle et du machine learning, ainsi que les principaux types d'apprentissage automatique et leurs applications dans le domaine du génie civil. Ces techniques offrent des solutions performantes pour l'analyse des données, la prédiction et l'aide à la prise de décision dans de nombreux problèmes d'ingénierie.

Il a également abordé deux modèles largement utilisés, à savoir la forêt aléatoire (Random Forest) et les réseaux de neurones artificiels (Artificial Neural Networks), reconnus pour leur efficacité dans les tâches de classification et de prédiction. Les connaissances présentées constituent une base théorique essentielle pour la compréhension et la mise en œuvre des modèles qui seront développés et évalués dans les chapitres suivants.



Chapitre III

Présentation des outils de modélisation numérique



III.1. Introduction

Avec le développement rapide de la technologie, les projets d'ingénierie sont devenus de plus en plus complexes et nécessitent une grande précision lors de la conception et de l'analyse avant leur réalisation. C'est pourquoi les ingénieurs utilisent aujourd'hui des méthodes modernes permettant de mieux comprendre le comportement des matériaux et des structures dans différentes conditions. Parmi ces méthodes, la méthode des éléments finis est l'une des plus importantes, car elle permet de simuler et d'étudier les problèmes d'ingénierie de manière précise et efficace. Elle est devenue essentielle dans plusieurs domaines tels que la construction, l'aéronautique et l'industrie.

III.2 Aperçu général de la méthode des éléments finis (MEF)

La méthode des éléments finis est une approche moderne et interdisciplinaire basée sur trois domaines clés : [01]

Mécanique des matériaux: implique des concepts tels que l'élasticité, la résistance des matériaux, la dynamique et la plasticité.

Analyse numérique : elle permet d'approximer des solutions et de résoudre des systèmes d'équations, qu'ils soient linéaires ou non linéaires.

Informatique appliquée : joue un rôle important dans le développement et la gestion des logiciels d'ingénierie

III.3. Concepts de base :

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre fini d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu .

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées. Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, à cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique .

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes . [3]

Elle nécessite:

- ✓ La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats.
- ✓ Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam-Clay,...etc.
- ✓ Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- ✓ Les caractéristiques des boutons ou des tirants d'ancrage.
- ✓ L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

- Elle permet:

- ✓ d'effectuer les calculs d'écoulement.
- ✓ de simuler toutes les phases de travaux.
- ✓ de prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain et des lits de boutons ou de tirants.
- ✓ de calculer un coefficient de sécurité.

- Les sorties fournis pour les ouvrages sont:

- ✓ les déplacements des ouvrages.
- ✓ les sollicitations internes des ouvrages.
- ✓ les efforts dans les boutons ou tirants.

- Et pour le sol :

- ✓ les contraintes totales et effectives dans le sol.
- ✓ les pressions interstitielles .

- ✓ de calculer un coefficient de sécurité.
- ✓ les déformations du sol.
- ✓ les déplacements du sol .

III.4 Présentation de PLAXIS

Différents modèles d'éléments finis peuvent être utilisés pour analyser l'ingénierie géotechnique. Les ingénieurs expérimentés dans ce domaine savent que le poids des hypothèses qui facilitent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Ils comprennent également que la terminologie des éléments finis n'est pas toujours mise en œuvre – elle ne doit pas interférer avec la numérotation des nœuds, ni avec certains éléments utilisés pour les enregistreurs numériques. L'ingénieur doit installer des codes numériques sur l'ordinateur pour gérer ses tâches de bureau et ses techniques quotidiennes d'études paramétriques de problèmes microscopiques. Plus important encore, il doit disposer d'outils qui réduisent la saisie fastidieuse des données et l'interprétation des documents.

III.4.1 Le code des éléments finis PLAXIS :

Le code d'éléments finis PLAXIS représente désormais une solution moderne et efficace pour l'ingénierie géotechnique numérique. Il s'appuie sur une base scientifique solide et permet une analyse mécanique non linéaire en pseudo-3D, intégrant des paramètres variables ainsi que des pressions interstitielles basées sur les principes de la mécanique des sols. Grâce à des méthodes avancées, des algorithmes puissants et des procédures de sélection automatique, PLAXIS peut être facilement utilisé même par des opérateurs inexpérimentés, évitant ainsi des sélections complexes. Le logiciel est connu pour ses méthodes numériques fiables, utilisant des éléments finis de haute précision (triangles à 10 nœuds) et des méthodes analytiques modernes (appelées longueur d'arc). Son ergonomie repose sur un système de menu intuitif en forme d'arborescence qui limite la surcharge cognitive et rend le manuel d'instructions (désormais concis) presque redondant.

De plus, des options par défaut intelligemment configurées (notamment les conditions aux limites) permettent une saisie rapide et efficace des données, tandis que des procédures simplifiées (initialisation des contraintes et des pressions interstitielles) permettent un accès direct aux résultats tout en conservant la possibilité d'améliorer ultérieurement les calculs sans modifier l'environnement de travail. L'utilisation de PLAXIS s'articule autour de quatre modules principaux :

Entrée : utilisée pour créer et modifier des modèles géométriques, générer des maillages et définir les conditions initiales ; [04]

❖ Le programme d'entrée de données (Input):

Le programme offre toutes les fonctionnalités nécessaires pour créer et modifier un modèle géométrique, générer le maillage en éléments finis adapté, ainsi que définir les conditions initiales du calcul.

❖ Le programme de calcul (Calculations)

Le programme rassemble tous les outils dont vous avez besoin pour préparer et démarrer des calculs en utilisant la méthode des éléments finis. Au démarrage, l'utilisateur.

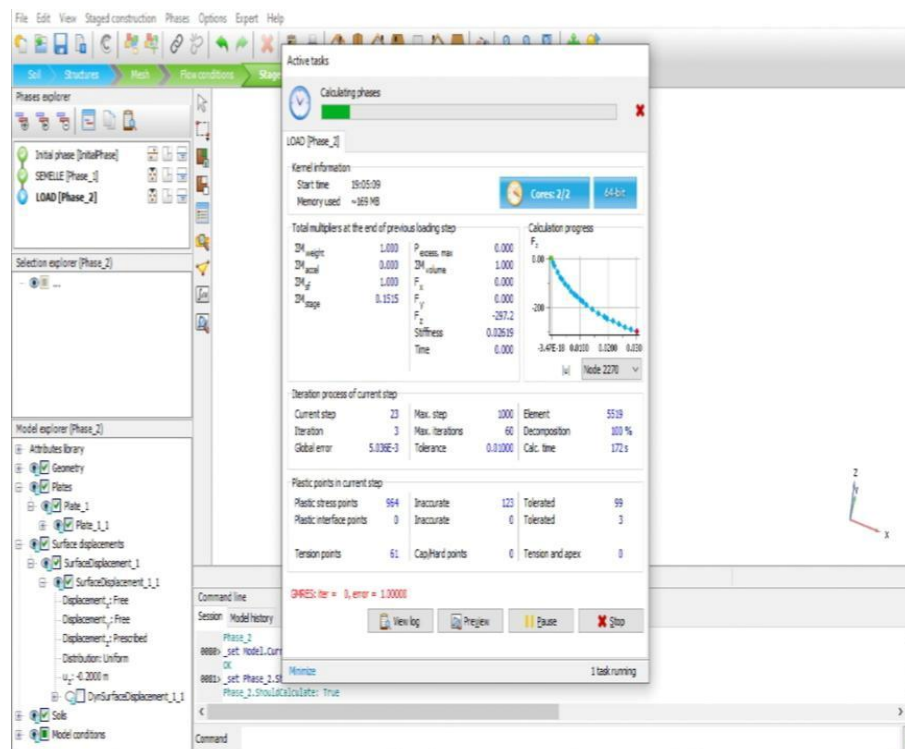


Figure III.1 : Vue de tous les panneaux de la fenêtre Phases.

doit sélectionner le projet concerné pour commencer la configuration du calcul.

❖ Le programme de résultats (Output) :

➤ Le programme fournit tous les outils dont vous avez besoin pour visualiser les données et les résultats des calculs par éléments finis. Au démarrage, l'utilisateur doit sélectionner le modèle et la phase de calcul ou le numéro d'étape correspondant afin d'afficher les résultats souhaités.

❖ Le programme courbe (Curves) :

➤ Ce programme fournit tous les outils nécessaires pour générer des courbes charge-déplacement, des trajectoires de contraintes ainsi que des courbes contrainte-déformation.

III.4.2 Options par défaut et solutions approchées :

Les options par défaut et le système de solutions approximatives de PLAXIS sont l'un des outils pionniers de l'ingénierie géotechnique. Conçu pour optimiser le temps utilisateur, réduire les tâches répétitives et améliorer la convivialité globale du logiciel, il s'intègre parfaitement dans une structure de menu arborescente où chaque branche correspond à une tâche spécifique tout en offrant une grande flexibilité d'utilisation. L'application des options par défaut commence dès la phase de maillage :

L'utilisateur peut, selon ses besoins, générer un maillage très précis ou laisser PLAXIS créer automatiquement un maillage optimal en se basant sur un nombre limité de nœuds clés, tout en offrant un contrôle visuel en temps réel. Ce procédé est constamment perfectionné pour améliorer son efficacité.

Concernant les conditions aux limites :

Lorsque celles-ci sont complexes, une définition rigoureuse par l'utilisateur est requise pour garantir la fiabilité de la modélisation. En revanche, pour des cas standards — déplacement vertical nul à la base et déplacement horizontal nul sur les côtés —, le logiciel propose une application automatique via une simple commande du menu, avec une vérification immédiate à l'écran.

En ce qui concerne l'application des contraintes initiales dues au poids propre du sol, PLAXIS permet une modélisation précise grâce à l'activation d'un facteur multiplicatif spécifique. Toutefois, en géotechnique, il est courant de définir directement l'état de contrainte initial. Cette option, bien qu'elle puisse engendrer un léger déséquilibre, est compensée par un rééquilibrage automatique, suivi d'une remise à zéro du champ de déplacement, considérant ainsi l'état après gravité comme la nouvelle référence. L'approche est particulièrement adaptée aux structures telles que les parois moulées dans des terrains meubles.

Pour la prise en compte de la pression interstitielle, PLAXIS impose une rigueur particulière :

Il est possible de simuler des états d'écoulement permanents ou transitoires à travers des modules spécialisés, bien que cela puisse entraîner des temps de calcul importants. Lorsque la nappe phréatique est proche de la surface, une approche simplifiée, basée sur une pression hydrostatique, est proposée afin d'accélérer les calculs sans compromettre la précision.

En matière d'analyse non linéaire, PLAXIS offre une flexibilité remarquable :

L'utilisateur peut définir manuellement des paramètres tels que la taille des incréments de charge, le nombre d'étapes de calcul, la rigidité des interfaces et la méthode de résolution. Toutefois, pour simplifier l'utilisation, le logiciel peut aussi ajuster automatiquement ces paramètres en s'appuyant sur des critères numériques éprouvés.

Pour les calculs de consolidation, qui s'effectuent selon la méthode des différences finies explicites en fonction du temps, l'utilisateur peut choisir de définir lui-même le pas de temps ou de laisser PLAXIS l'ajuster automatiquement selon des critères de stabilité numérique établis.

Le facteur de sécurité est un paramètre clé en ingénierie géotechnique, bien qu'il rassemble de nombreuses données en un seul indicateur. PLAXIS utilise une approche similaire à la méthode classique de l'équilibre limite en réduisant progressivement la résistance des matériaux pour évaluer la stabilité. Toutefois, l'identification de la rupture reste qualitative, dépendant du jugement de l'utilisateur, qui s'appuie principalement sur le suivi des déplacements d'un point de contrôle spécifique, générant ainsi un champ de déplacement fictif pour analyser la stabilité globale.

Enfin, le processus de calcul dans PLAXIS génère une quantité importante de résultats, allant des déplacements et contraintes exploitables directement pour la conception, aux résultats plus mathématiques destinés à analyser l'évolution du comportement global du système sous charge.

Grâce à une navigation intuitive via le menu arborescent, l'utilisateur peut sélectionner précisément les informations souhaitées, en fonction de ses besoins d'analyse.

III.5. Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS

L'un des objectifs principaux de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un logiciel d'éléments finis à la fois robuste et facile d'utilisation. Ce logiciel permet de résoudre des problèmes géotechniques réels dans des délais raisonnables, en s'appuyant sur des modèles de comportement des sols dont les paramètres peuvent être déterminés à partir d'une étude

géotechnique classique. Il couvre une large gamme de modèles, depuis le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus avancées, capables de représenter presque tous les aspects du comportement des sols [19]

III.5.1. Comportement élastoplastique :

Le comportement élastoplastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur K , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil

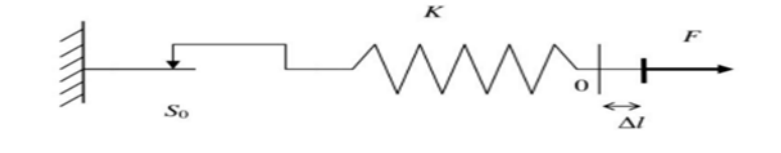


Figure.III.2. Modèle monodimensionnel du comportement élastoplastique

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la (figure III.2)

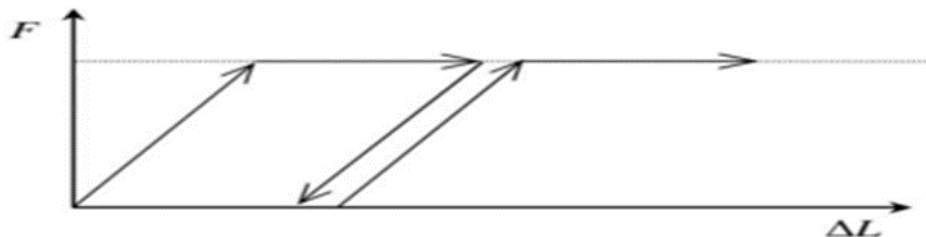


Figure III.3 : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique.

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.

Le type de comportement représenté par les figures (III.3) et (III.4) est un comportement élastiqueplastique sans écrouissage. La figure (III.5) représente un comportement élastique-plastique avec écrouissage.

III.5.2. Modèle élastique linéaire :

Le modèle élastique linéaire utilisé dans Plaxis est classique, il représente la loi de Hook relative à l'élasticité linéaire isotrope.

Les tableaux de rentrée des données demandent : le module de Young E et le coefficient de Poisson ν .

La relation entre le module de Young E et Le module de cisaillement G est donnée par :

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

Le modèle linéaire élastique peut être utilisé surtout pour modéliser des éléments de structure en béton ou en métal en interaction avec le sol et pour certains problèmes de mécanique des roche

III.5.3. Le modèle de Mohr-Coulomb(MC) :

Ce modèle, largement reconnu, est couramment utilisé comme première approximation pour décrire le comportement mécanique des sols. Il s'agit d'un modèle élastique parfaitement plastique, sans prise en compte de l'écrouissage. Pour son application, cinq paramètres essentiels doivent être déterminés : le module d'Young E , le coefficient de Poisson ν , la cohésion C , l'angle de frottement ϕ , l'angle de dilatance ψ .

III.5.3.1. Le module de Young :

Dans Plaxis, le module d'Young est employé comme référence pour le module de déformation dans les modèles élastiques et de Mohr-Coulomb. Cependant, d'autres modules de déformation peuvent également être pris en compte. Ce module, qui a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface), varie en fonction de la déformation ainsi que de la contrainte moyenne appliquée. Il est crucial de choisir avec soin les valeurs de raideur utilisées dans les calculs, car la majorité des géomatériaux présentent un comportement non linéaire dès les premières phases de chargement, notamment lorsque la différence entre les contraintes principales $|\sigma_1 - \sigma_3|$

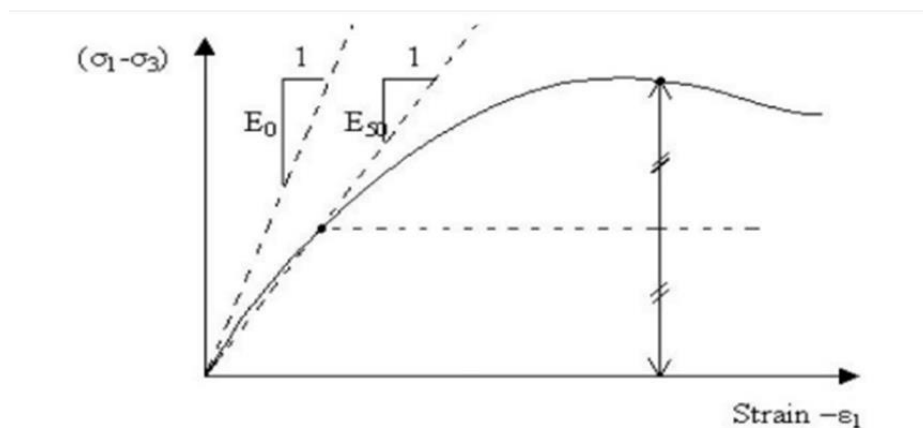


Figure III.4: Définition des modules E_0 et E_{50}

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E_0 et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E_{50} (voir Fig III.4). Pour des argiles très sûr consolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E_0 alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E_{50} .

III.5.3.2. Le coefficient de poisson

Il est recommandé d'adopter une valeur comprise entre 0,2 et 0,4 pour le coefficient de Poisson. Cette plage est réaliste pour les cas d'application du poids propre, comme dans la procédure K_0 ou les chargements gravitaires. Pour certains cas particuliers, notamment en situation de décharge, il est possible d'utiliser des valeurs plus faibles. Dans le cas des sols incompressibles, le coefficient de Poisson tend vers 0,5, mais cette valeur n'est généralement pas utilisable dans les calculs.

III.5.3.3. L'angle de frottement interne ϕ

L'angle de frottement ϕ s'exprime en degrés. Des valeurs élevées, souvent rencontrées dans les sables denses, augmentent considérablement la complexité numérique des calculs plastiques. En effet, le temps de calcul croît de manière exponentielle avec l'augmentation de cet angle. Par conséquent, il est conseillé d'éviter les angles de frottement trop élevés lors des calculs préliminaires d'un projet. Le temps de calcul devient particulièrement important lorsque l'angle dépasse 35 degrés.

III.5.3.4. La cohésion

La cohésion correspond à une contrainte. Le logiciel PLAXIS peut gérer des sables sans cohésion ($c = 0$), mais certaines fonctionnalités risquent de ne pas fonctionner correctement dans ce cas. Pour éviter ce genre de problème, il est recommandé d'entrer au minimum une faible valeur de cohésion, par exemple $c > 0,2$ kPa. Par ailleurs, PLAXIS propose une option spécifique pour modéliser des couches où la cohésion augmente avec la profondeur.

III.5.3.5. L'angle de dilatance ψ

L'angle de dilatance ψ est une caractéristique propre aux sols granulaires, tels que les sables et les graviers, qui présentent une dilatance (augmentation de volume) sous cisaillement. Il est lié à une loi d'écoulement spécifique. La valeur de ψ peut être déterminée simplement à partir de la pente de dilatance observée lors des essais triaxiaux.

Il peut cependant être évalué par la règle grossière suivante:

- . $\psi = 0$ pour $\psi < 30^\circ$.
- . $\psi = 30^\circ$ pour $\psi > 30^\circ$.

Les cas où $\Psi < 0$: PLAXIS accepte des angles de dilatance négatifs cela correspond à des sables lâches. La valeur de $\Psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densités faibles ou moyennes sous contraintes assez fortes.

III.5.3.6. Les contraintes de traction :

La pyramide de Mohr-Coulomb permet des contraintes de traction (figure III.5). Celles-ci sont souvent peu réalistes pour les sols et il est possible de « couper » ces contraintes de traction (tension cut-off) ou de les diminuer (tensile strength).

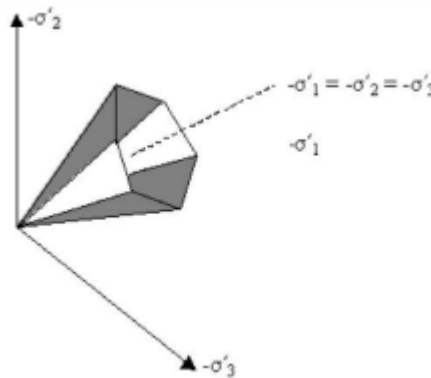


Figure III.05: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$.

III.5.3.7. Paramètres avancés :

Les paramètres avancés de Mohr – Coulomb concernent l’augmentation de la rigidité et de la cohésion avec la profondeur, ainsi que la suppression des tractions.

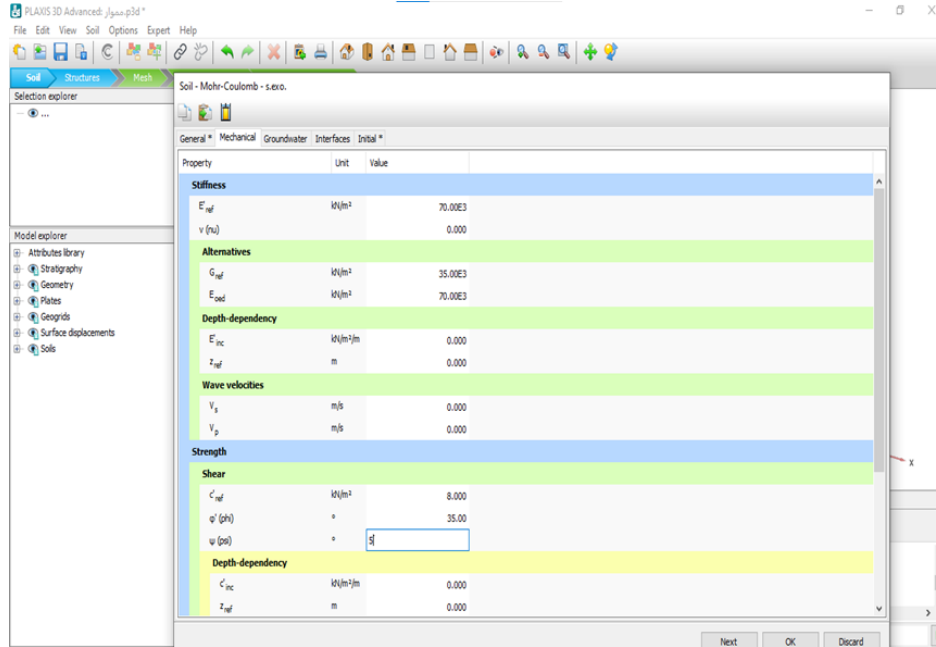


Figure III.06: Fenêtre des paramètres avancés du Mohr-Coulomb

III.6. Modèle de sol durcissant (Hardening Soil model - HS)

Ce modèle avancé permet de simuler le comportement des sols en combinant une formulation élastoplastique hyperbolique avec un durcissement par cisaillement. Il intègre également un durcissement par compression pour représenter le compactage irréversible du sol lors de la compression primaire. Ce modèle de second ordre est adapté aussi bien aux sols granulaires comme les sables et graviers qu’aux sols plus cohésifs tels que les argiles et limons.

III.6.1. Modèle de sol durcissant avec rigidité à faible déformation (HSsmall)

Similaire au modèle HS, ce modèle hyperbolique élastoplastique prend en compte la variation de la rigidité en fonction de la déformation, ce qui permet de mieux représenter le comportement des sols sous très petites déformations (par exemple les vibrations avec des déformations inférieures à 10^{-5}), par opposition aux grandes déformations.

III.6.2. Modèle pour sols mous (Soft Soil model - SS)

Basé sur le modèle Cam-Clay, ce modèle est conçu pour simuler le comportement des sols mous, tels que les argiles et la tourbe normalement consolidées, et est particulièrement efficace pour les phénomènes de compression primaire.

III.6.3. Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep model - SSC)

Ce modèle de second ordre, formulé dans le cadre de la viscoplasticité, permet de modéliser le comportement temporel des sols mous normalement consolidés, incluant à la fois la compression primaire et secondaire de type logarithmique.

III.6.4. Modèle Jointed Rock

Ce modèle anisotrope élastoplastique est spécifiquement développé pour simuler le comportement des formations rocheuses stratifiées avec des directions de failles définies. La plasticité est limitée à trois directions de cisaillement, chacune caractérisée par ses propres paramètres de résistance (ϕ et c). La roche intacte est considérée comme parfaitement élastique avec des propriétés constantes de rigidité (E et ν), tandis que des rigidités réduites peuvent être assignées selon la stratification.

III.6.5. Modèle Cam-Clay modifié (Modified Cam-Clay - MCC)

Ce modèle d'état critique bien connu est utilisé pour représenter le comportement des sols mous normalement consolidés, en supposant une relation logarithmique entre la déformation volumétrique et la contrainte effective moyenne.

III.6.6. Modèle NGI-ADP

Ce modèle est adapté à l'analyse de la capacité portante, des déformations et de l'interaction sol-structure sous charge d'argile non drainée, avec la possibilité de définir des contraintes anisotropes distinctes selon différents chemins de chargement.

III.6.7. Modèle Hoek-Brown (HB)

Modèle élastique parfaitement plastique, il sert à simuler le comportement isotrope de la roche. La rigidité de la masse rocheuse est constante, et la rupture en cisaillement ou traction est décrite par une courbe de contrainte non linéaire.

III.6.8. Modèles définis par l'utilisateur (User-defined soil models - UDSM)

Cette option offre la possibilité d'utiliser des modèles constitutifs personnalisés, autres que ceux standards proposés par PLAXIS.

III.7. Conclusion

Dans PLAXIS 3D, les modèles utilisés sont relativement simples et leurs paramètres peuvent être déterminés à partir d'études géotechniques classiques ou de relations connues. Ils reposent sur des données ayant une signification physique claire, et non sur des valeurs arbitraires comme dans certains modèles plus complexes.

La détermination de ces paramètres est similaire aux méthodes traditionnelles utilisées pour les calculs de stabilité ou de tassement, tout en permettant une représentation plus réaliste du sol. Dans certains cas, des techniques de calibration peuvent être utilisées pour améliorer les résultats.

De manière générale, la modélisation numérique est un outil important en géotechnique, car elle permet de mieux comprendre le comportement du sol en tenant compte des interactions entre ses différents éléments.



Chapitre IV

Développement et entraînement des modèles d'IA avancés pour la prédiction de la capacité portante (étude de cas)



IV.1. Introduction :

Ce chapitre présente l'application de méthodes d'apprentissage automatique (Machine Learning) pour la prédiction du tassement des fondations superficielles reposant sur un massif de sol renforcé par des géogrilles. Il s'articule autour de deux volets principaux et complémentaires.

Dans un premier temps, un modèle numérique tridimensionnel a été élaboré à l'aide du logiciel d'éléments finis Plaxis 3D. Cette modélisation a permis de simuler une multitude de scénarios de renforcement en faisant varier les paramètres géotechniques et géométriques, générant ainsi une base de données exhaustive et représentative. Dans un second temps, cette base de données a été exploitée pour développer, entraîner et comparer deux modèles d'intelligence artificielle : un Réseau de Neurones Artificiels (RNA) et un algorithme de Forêts Aléatoires (Random Forest - RF).

L'objectif principal de cette démarche est de proposer une approche prédictive rapide, fiable et d'une grande précision pour estimer le tassement vertical (U_z) de la fondation. Cette méthode permet non seulement d'identifier les paramètres les plus influents dans la réponse mécanique du système, mais offre également aux ingénieurs un outil d'aide à la décision efficace, s'affranchissant du besoin de recourir systématiquement à des simulations numériques lourdes et chronophages.

IV.2. Présentation du modèle de référence :

IV.2.1 Géométrie :

Dans cette étude, le cas de référence consiste en une semelle carrée de 2 m de côté et de 0,5 m d'épaisseur, reposant sur un sol sableux. Afin de simplifier la modélisation tout en conservant une représentation fidèle du système, seul un quart du modèle global a été considéré, soit une surface de 1 m $\times$ 1 m, en exploitant la symétrie du problème. Cette approche permet de réduire le temps de calcul sans compromettre la précision des résultats.

La hauteur du domaine de calcul est fixée à 20 m, soit dix fois la largeur de la semelle ($H = 10b$), tandis que la longueur et la largeur du modèle sont prises égales à 10 m chacune ($L = B = 10b$). Ces dimensions ont été choisies de manière à éloigner suffisamment les limites du domaine de la zone d'influence de la semelle, afin de limiter l'impact des conditions aux limites sur les résultats numériques.

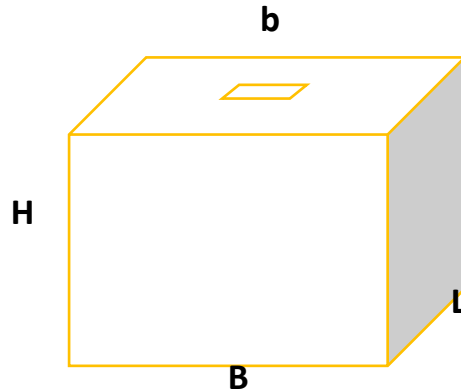


Figure IV.1 : représentation du cas de référence

IV.2.2 Caractéristiques des éléments du modèle :

Le comportement mécanique du sol est simulé à l'aide du modèle avancé élastoplastique avec écrouissage (Hardening Soil Model - HSM). Contrairement aux modèles classiques parfaitement plastiques, le modèle HSM permet de rendre compte de manière réaliste du comportement non-linéaire des sols, notamment en intégrant la dépendance de la rigidité à l'état de contrainte (rigidité sécante, rigidité tangentielle et rigidité de déchargement/rechargement).

Les propriétés géotechniques utilisées dans cette étude correspondent à un massif sableux. Elles ont été minutieusement choisies en se référant aux classifications de référence proposées par Bowles (1997) [18], afin d'assurer une cohérence rigoureuse avec les données validées de la littérature.

L'ensemble des caractéristiques physiques et mécaniques des matériaux retenus pour le sol et la semelle est récapitulé dans le Tableau IV.1.

On considère une semelle superficielle isolée carrée de côté B reposant directement sur le sol. Cette fondation est soumise à un déplacement imposé vertical égal à $0,4 \text{ m}$ ($= 0.2 B$).

Tableau IV.1. Caractéristiques du sol de fondation et de la semelle

Élément	Sol de fondation	Semelle (Plates)
Modèle de comportement	Hardening soil	Élastique Linéaire
Type	Drained	Non-porous
Epaisseur (m)	/	0.5
Angle de frottement (degrés)	35	-
Cohésion, c (kPa)	5	-
Angle de dilatance, Ψ (degrés)	5	-
Poids spécifique γ (kN/m ³)	16.3	24
Poids spécifique saturé γ (kN/m ³)	17	/
Module de rigidité de reference E_{50}^{ref} (kPa)	70000	23500000
Module œdométrique E_{oed}^{ref} (kPa)	70000	-
Module de déchargement /rechargement E_{ur}^{ref} (kPa)	280000	-
Coefficient de Poisson ν	0,3	0.2

IV.2.3. Processus de modélisation numérique

Dans cette étude, on modélise une semelle superficielle isolée, de forme carrée, posée directement sur un sol sableux. La semelle est soumise à un déplacement vertical imposé équivalant à 20 % de sa largeur, soit 0,2B. Cette approche permet d'analyser son comportement sous un enfoncement progressif.

La simulation est réalisée avec le logiciel PLAXIS 3D, en suivant une procédure bien définie. Elle débute par la construction du modèle géométrique représentant la semelle et le sol environnant. Les propriétés mécaniques sont ensuite assignées en fonction des caractéristiques du sol et de la fondation.

Une fois la géométrie définie, un maillage adapté est généré pour garantir la précision des calculs. Les conditions aux limites sont appliquées, de même que le déplacement vertical imposé à la semelle. L'analyse peut alors être lancée pour observer la réponse du sol sous chargement.

La fondation est représentée comme une fondation rigide, et le chargement est introduit sous forme d'un déplacement vertical appliqué sur la zone de contact avec le sol. Le tassement prescrit est de 0,4 m, ce qui correspond à 0,2 B.

Au cours de la simulation, la charge transmise au sol est calculée à partir de la somme des forces verticales exercées sur les nœuds situés sous la semelle. Cette méthode permet d'évaluer précisément la portance mobilisée en fonction du déplacement appliqué.

IV.2.4. Maillage et conditions aux limites

La modélisation numérique a été réalisée en cherchant un bon compromis entre la précision des résultats et le temps de calcul. L'objectif est d'obtenir une représentation suffisamment détaillée du modèle tout en gardant une simulation stable et efficace.

Un maillage standard (de densité moyenne) a été utilisé, ce qui permet de couvrir correctement les zones critiques sans alourdir inutilement le calcul. Le domaine a été discrétisé avec des éléments finis tétraédriques à 10 nœuds. Le maillage complet comprend 1876 éléments et 3424 nœuds (Figure IV.2).

Les conditions aux limites ont été définies comme suit :

- Les déplacements horizontaux sont bloqués sur les parois verticales du modèle
- Tous les déplacements (horizontaux et verticaux) sont empêchés à la base

Cette configuration permet de limiter les effets de bord et d'assurer une bonne stabilité du modèle pendant la simulation.

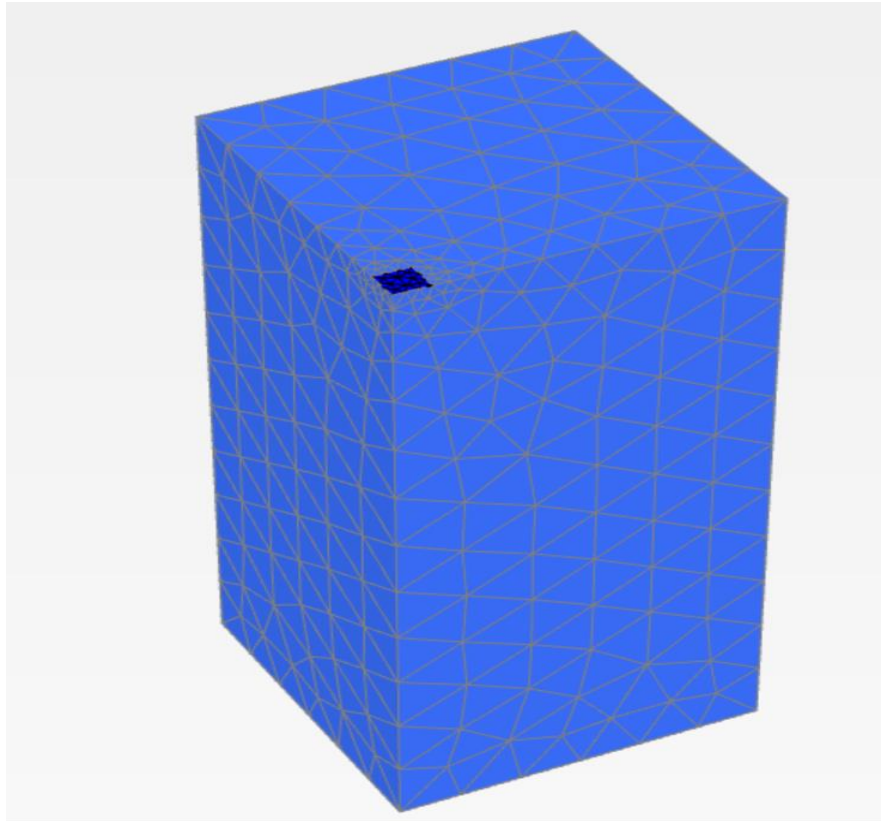


Figure IV.2. Génération du maillage

IV.2.5. Les résultats :

IV.2.5.1. Déplacement vertical :

Les figures IV.3 et IV.4 illustrent respectivement l'état déformé du maillage et le déplacement vertical du sol pour le cas de référence, c'est-à-dire sans renforcement du sol.

Comme le montre la figure IV.3, le déplacement vertical maximum atteint la valeur prescrite de 0,4 mètre, correspondant au tassement imposé à la semelle dans le cadre de la simulation.

La distribution du déplacement dans le sol suit une répartition cohérente avec la forme classique des bulbes de contrainte décrits par les théories de la mécanique des sols. La zone de forte déformation se concentre directement sous la semelle, puis s'atténue progressivement avec la profondeur et la distance, conformément au comportement attendu pour ce type de sollicitation.

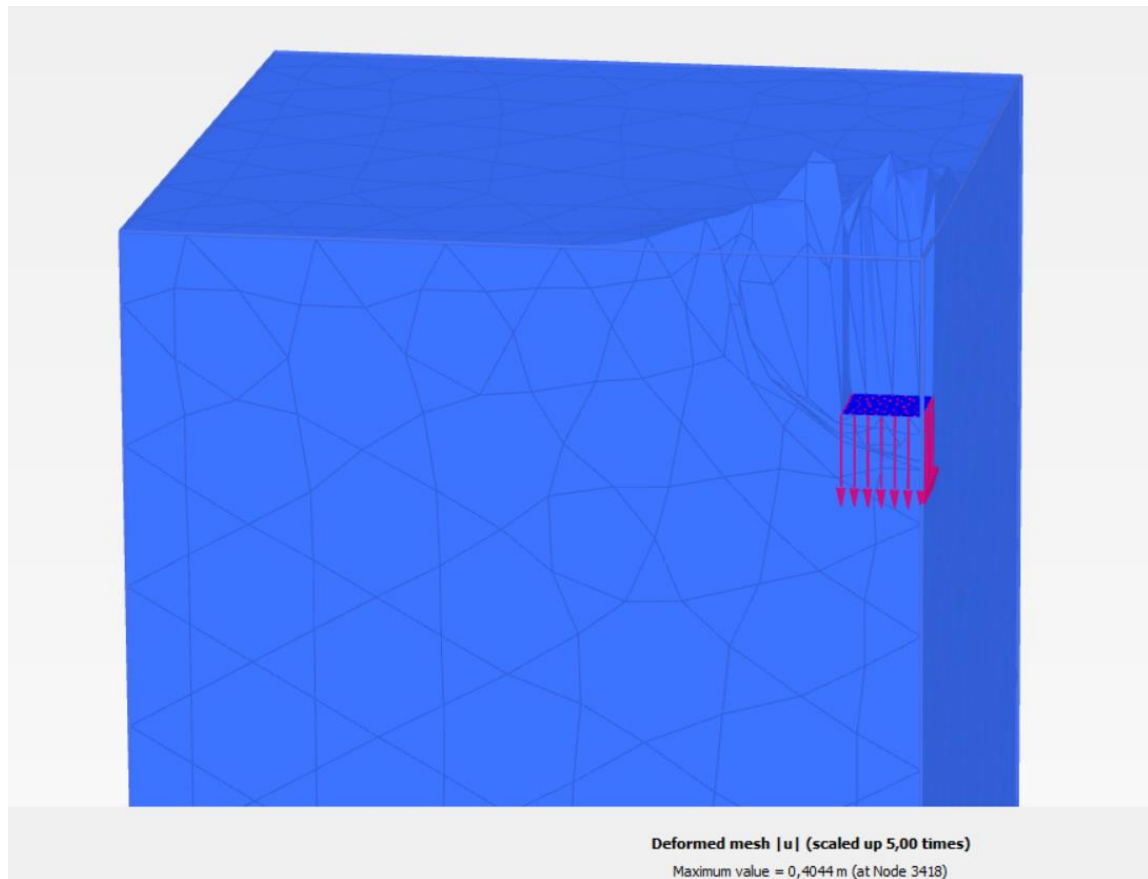


Figure IV.3 Maillage déformé du modèle (sans renforcement)

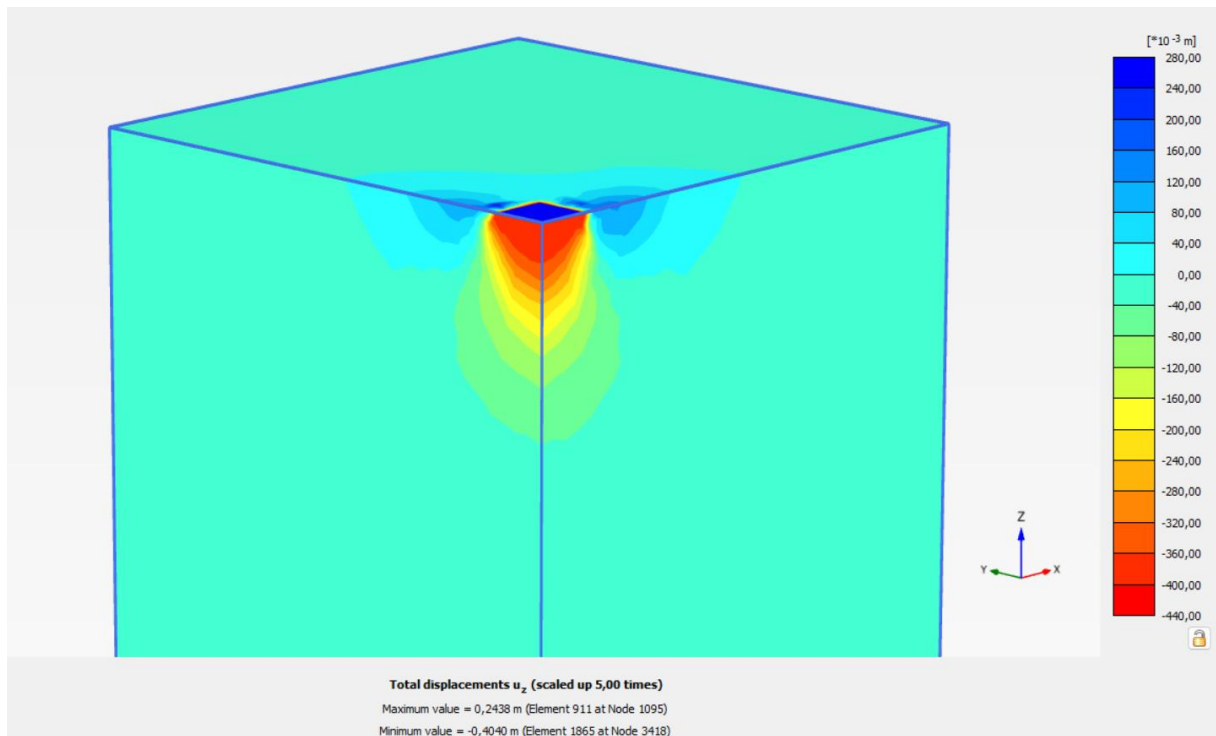


Figure IV.4 Déplacement vertical du sol (sans renforcement)

IV.2.5.2. Capacité portante :

La Figure IV.5 illustre la courbe charge-tassement de la semelle, traduisant l'évolution de la réponse mécanique du sol sous un chargement progressif.

D'après cette représentation, la charge mobilisée atteint **2167,65 kPa** pour un tassement de 0,2 m (soit 10 % de la largeur B), ce seuil de déformation étant usuellement retenu en géotechnique comme le critère conventionnel définissant la capacité portante.

Au-delà de ce stade, le sol continue de développer une certaine résistance résiduelle face à l'enfoncement continu. En poursuivant le déplacement vertical prescrit jusqu'à 0,4 m (soit 20 % de B, ce qui correspond au tassement maximal simulé), la charge ultime finale mesurée s'élève à **2541,22 kPa**.

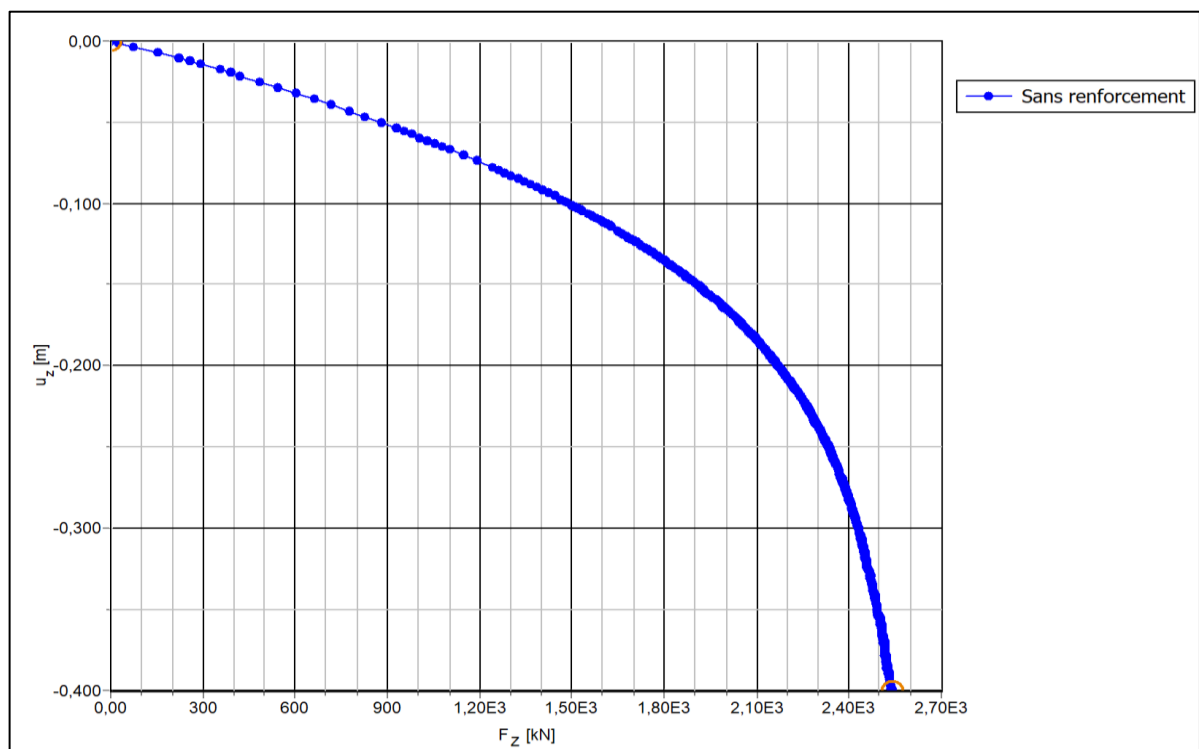


Figure IV.5. Évolution du tassement vertical au centre de semelle (sans renforcement)

IV.3. Amélioration de la portance du sol par des nappes géogrilles

L'amélioration de la capacité portante du sol par l'utilisation de nappes de géogrilles est une méthode fréquemment employée en génie civil pour renforcer les sols et augmenter leur résistance portante. Les nappes géogrilles sont des géosynthétiques constitués de fibres synthétiques entrecroisées formant une structure en forme de grille.

Le principe de cette technique consiste à disposer une ou plusieurs nappes sous la fondation, généralement parallèles à sa base, en les espaçant verticalement de manière régulière (figure IV.6). Ces nappes, ancrées dans le sol, contribuent à redistribuer les efforts verticaux sur une surface plus large, ce qui améliore notablement la stabilité et la portance globale du système. La distance entre les nappes (h), le nombre de nappes (N), la longueur des nappes (L) ainsi que leur profondeur d'insertion sous la semelle (e), sont des paramètres essentiels qui influencent directement l'efficacité du renforcement.

La section suivante examine l'impact du renforcement du sol par des géogrilles sur sa capacité portante. Deux configurations ont été analysées à cette fin. Dans la première, une seule nappe de géogrille est ajoutée sous la semelle. Dans la seconde, deux nappes sont disposées superposées. Les propriétés mécaniques des renforts sont identiques dans les deux cas, avec une rigidité axiale fixée à 2500 kN/m. Chaque nappe mesure 6 mètres de longueur, soit l'équivalent de quatre fois la largeur de la semelle ($L = 3B$). Pour le cas à quatre nappes, celles-ci sont espacées verticalement de 0,2 mètre ($h = 0,1B$), tandis que la première est placée à 0,2 mètre sous la base de la semelle ($e = 0,1B$).

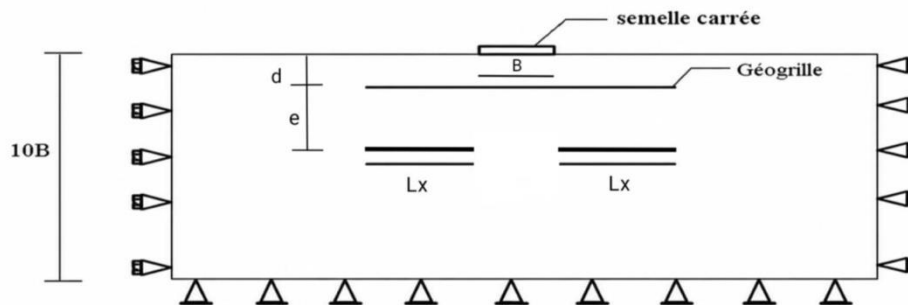


Figure IV.6 : Le principe de renforcement du sol par des géogrilles

La figure IV.7 illustre l'évolution du tassement vertical au centre de la semelle pour trois configurations : sans renforcement, avec une nappe, et avec quatre nappes de géogrille.

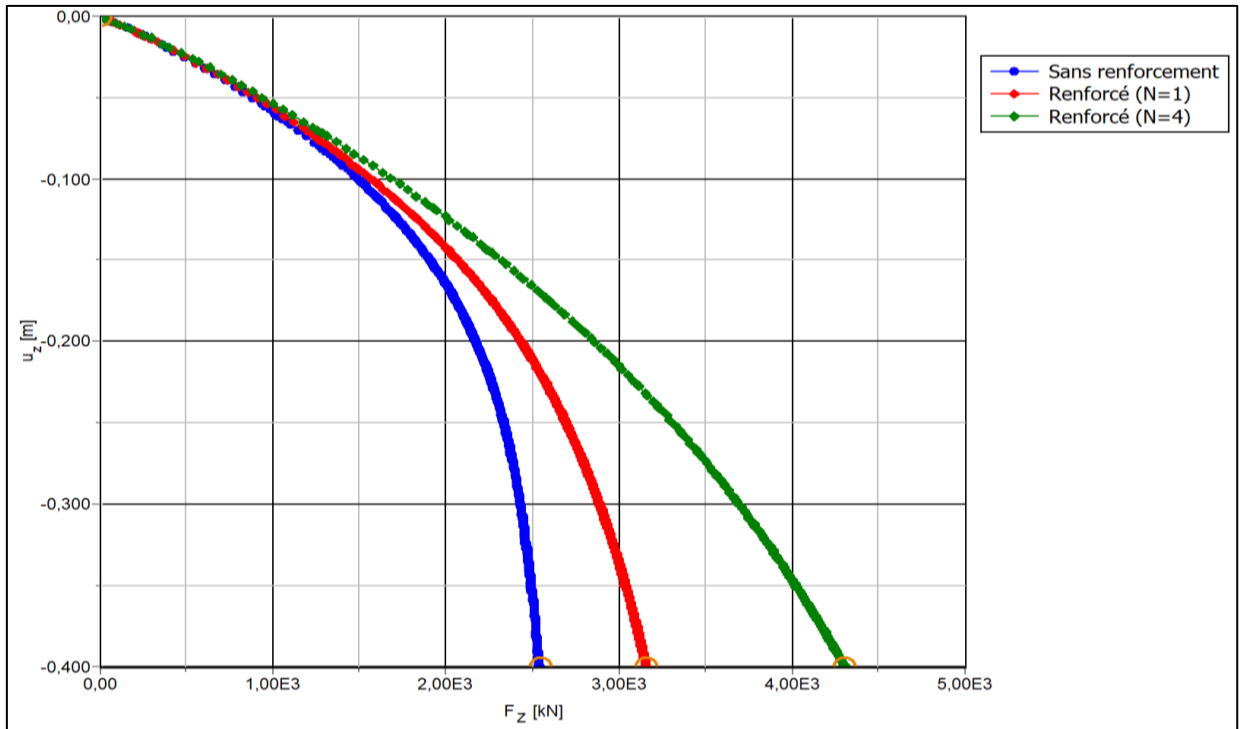


Figure IV.7 : Évolution du tassement vertical au centre de semelle (sans et avec renforcement)

Les courbes mettent en évidence une modification substantielle de la réponse mécanique du massif. En se basant sur le critère usuel de capacité portante (correspondant à un tassement de $0,1B$), la charge mobilisée passe de **2167,65 kPa** pour le sol non renforcé à **2430,45 kPa** avec une nappe, et s'élève jusqu'à **2855,61 kPa** avec quatre nappes. Cela se traduit par une amélioration de la portance de **12,1 %** ($N=1$) et de **31,7 %** ($N=4$) dès le stade de plastification initiale.

Cette efficacité est encore plus prononcée lors de sollicitations extrêmes. En analysant la charge ultime finale atteinte pour un enfoncement maximal de $0,2B$, la résistance du sol passe de **2541,22 kPa** (sans renforcement) à **3156,51 kPa** ($N=1$), pour culminer à **4306,61 kPa** ($N=4$), représentant ainsi une augmentation massive de près de **69,4 %** par rapport au sol non renforcé. Ces résultats confirment sans équivoque le rôle structurant des nappes géosynthétiques : elles interceptent les surfaces de cisaillement et redistribuent les contraintes, prouvant que l'augmentation du nombre de nappes (N) accroît considérablement la rigidité globale et la capacité portante du système de fondation.

IV.4. Élaboration d'un modèle d'intelligence artificielle pour la prédiction de la capacité portante d'un sol renforcé par géogrilles (cas d'une semelle rectangulaire)

IV.4.1. Introduction

Dans le contexte des avancées rapides de l'intelligence artificielle et de ses applications en géotechnique, cette recherche se présente comme une étude innovante visant à développer un modèle d'intelligence artificielle capable d'analyser des données et de prédire la capacité portante des sols renforcés par des couches de géogrilles dans le cas d'une fondation rectangulaire. Ce modèle repose sur deux algorithmes principaux : les réseaux de neurones artificiels (ANN) et l'algorithme des forêts aléatoires (Random Forest), implémentés dans l'environnement de programmation Python.

La capacité portante des sols constitue un paramètre essentiel dans la conception des fondations, tandis que le renforcement des sols par géogrilles permet d'améliorer leurs propriétés mécaniques. Cependant, les méthodes de calcul traditionnelles demeurent complexes et nécessitent un temps de calcul important. D'où l'intérêt de cette étude, qui propose un modèle intelligent combinant précision et rapidité d'analyse, en exploitant les techniques d'apprentissage automatique pour traiter des données liées aux caractéristiques du sol et des couches de géogrilles, telles que l'angle de frottement interne, la cohésion, le nombre de couches et la résistance à la traction.

Le modèle a été développé à l'aide de bibliothèques Python telles que Scikit-learn et TensorFlow, suivant une méthodologie rigoureuse comprenant la collecte des données, leur prétraitement, la construction de l'architecture, son entraînement, ainsi que son évaluation à l'aide d'indicateurs de performance tels que la racine de l'erreur quadratique moyenne (RMSE) et le coefficient de détermination (R^2). Ce modèle offre une grande efficacité prédictive, avec la possibilité d'être étendu à d'autres configurations géométriques ou géotechniques, ce qui en fait un outil d'aide à la décision précieux pour les ingénieurs de bureau d'études. Il ouvre également la voie à des recherches futures couplant ces prédictions à des algorithmes d'optimisation (métaheuristiques) pour le dimensionnement automatisé.

IV.4.2. Collecte des données

La base de données a été créée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis 3D. Cette base de données représente huit entrées et une sortie (capacité de charge q_l). Les dix entrées sont dans l'ordre : la largeur de la semelle B , la longueur de géogrilles L (le rapport entre la longueur de géogrilles et la largeur de la semelle L/b), la rigidité axiale de géogrilles

EA, l'espacement entre la 1ère nappe et la base de la semelle e (e/b), l'espacement entre les nappes géogrilles h (h/b), l'angle de frottement du sol ϕ , la cohésion du sol C , et le nombre de géogrilles N (Tableau IV.2). Notre base de données contient 1000 cas.

Tableau IV.2: Intervalle de variation des paramètres à optimiser.

Paramètre	Unité	Niveaux de variation	
		Valeur minimale	Valeur maximale
La largeur de la semelle (B)	m	1	3
La longueur de la semelle (A)	/	1B	3B
La longueur étendue des géogrilles L_x	/	0.25B	3B
La rigidité axiale des géogrilles (EA)	KN/m	500	3000
L'espacement entre la première nappe et la base de la semelle (e)	/	0.1B	0.6B
L'espacement vertical entre nappes (h)	/	0.1B	0.6B
L'angle de frottement du sol (ϕ)	°	30	50
La cohésion du sol (C)	KPa	1	20
Le nombre de nappes de géogrilles (N).	/	1	7
La charge appliquée (q)	KPa	0	

La base de données a été générée par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel Plaxis 3D. Cette base de données relie **dix paramètres d'entrée à une variable de sortie cible**: le tassement vertical de la semelle (U_z).

Les dix paramètres d'entrée caractérisant chaque scénario sont, dans l'ordre :

- **Propriétés du sol** : La cohésion (C) et l'angle de frottement interne (ϕ).
- **Géométrie de la fondation** : La largeur (B) et la longueur de la semelle (A).
- **Configuration du renforcement** : L'espacement vertical entre les géogrilles (h), la profondeur de la première nappe sous la semelle (e), la longueur d'extension des géogrilles au-delà de chaque bord de la semelle (L_x), le nombre de nappes (N), et la rigidité axiale du géosynthétique (EA).
- **Sollicitation** : La charge verticale appliquée (q).

L'ensemble de ces variables (récapitulées dans le Tableau IV.2) a permis de constituer une base de données robuste contenant 1000 simulations indépendantes, garantissant ainsi un apprentissage profond et représentatif du comportement mécanique du massif renforcé.

IV.4.3. Développement du modèle de Réseau de Neurones Artificiels (RNA)

IV.4.3.1. Architecture du modèle RNA

Le modèle de réseau neuronal employé dans cette étude adopte une structure profonde composée de six couches principales : une couche d'entrée, quatre couches cachées et une couche de sortie (figure IV.8).

- **Couche d'entrée** : Elle comprend les dix paramètres d'entrée représentant les variables indépendantes du modèle (C , ϕ , B , A , h , e , Lx , N , EA , et la charge appliquée q).
- **Couches cachées** : Leur rôle est crucial pour permettre au réseau d'assimiler les interactions physiques et géotechniques complexes entre le sol et les renforcements géosynthétiques :
 - 1^{re} couche : 256 neurones avec fonction d'activation ReLU
 - 2^e couche : 128 neurones avec fonction d'activation ReLU
 - 3^e couche : 64 neurones avec fonction d'activation ReLU
 - 4^e couche : 32 neurones avec fonction d'activation ReLU
- **Couche de sortie** : Elle fournit le tassement de la fondation (U_z) comme résultat final.

Le choix du nombre de couches cachées et de neurones n'a pas été défini de manière arbitraire, mais a été optimisé par une approche rigoureuse de **Validation Croisée à 5 plis (5-Fold Cross-Validation)**.

Au total, dix architectures différentes (allant de 1 à 4 couches cachées et de 32 à 256 neurones) ont été systématiquement entraînées, testées et comparées. Cette méthode analytique a conduit à la sélection du modèle à quatre couches (256, 128, 64, 32). Cette configuration spécifique offre le meilleur compromis entre la capture des non-linéarités complexes du sol et la stabilité du modèle. Elle démontre une excellente capacité de généralisation en évitant le surapprentissage, avec un écart (Overfit gap) du coefficient de détermination R^2 entre l'entraînement et le test extrêmement faible (0.0026), tout en garantissant un R^2 global supérieur à 0.98, avec une erreur quadratique moyenne (RMSE) sur les faibles tassements (< 50 mm) de 10.71 mm, ce qui est très précis pour le dimensionnement préliminaire des fondations.

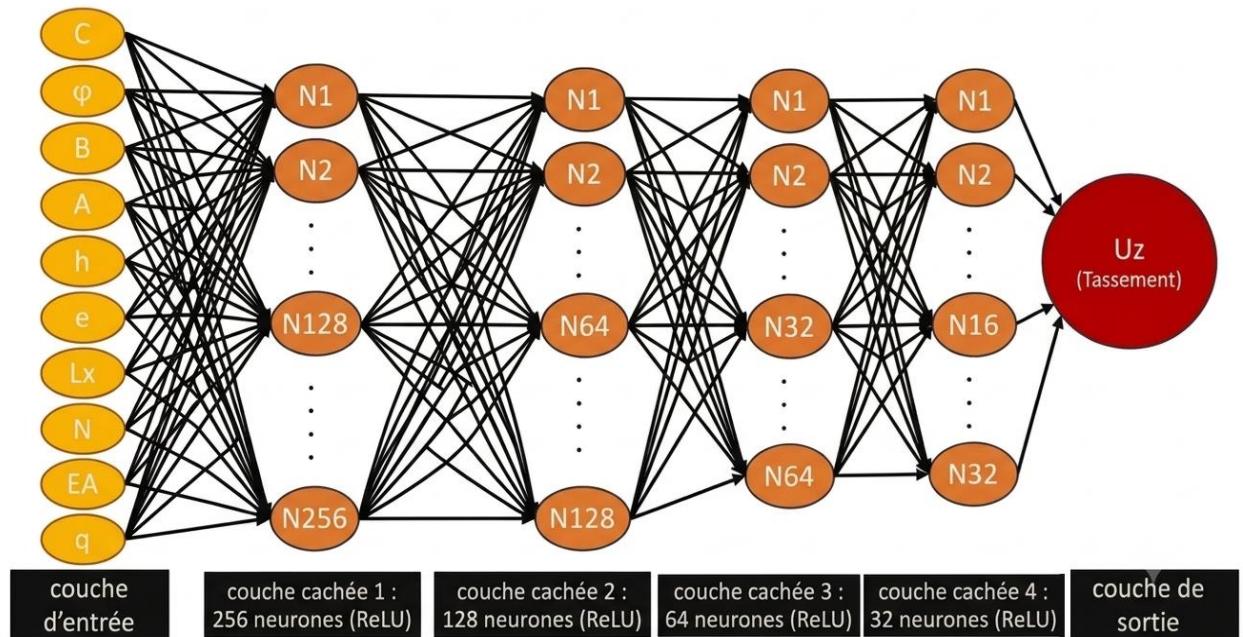


Figure IV.8 : Architecture adoptée du RNA

IV.4.3.2. Optimisation de la configuration du réseau de neurones artificiels

➤ Répartition des données :

Dans cette étude, la base de données a été divisée en deux ensembles distincts :

- 80% des données : allouées à la phase d'apprentissage
- 20% des données : dédiées à la phase de test

➤ Processus d'apprentissage :

L'apprentissage constitue un problème d'optimisation numérique visant à calculer et ajuster les poids optimaux des connexions neuronales. Pour ce modèle, l'algorithme d'optimisation Adam a été sélectionné pour son efficacité dans la gestion des gradients complexes, couplé à un taux d'apprentissage adaptatif.

Pour garantir la stabilité du modèle et éviter le phénomène de surapprentissage (overfitting), une technique d'arrêt précoce (Early Stopping) a été intégrée : le réseau réserve automatiquement 10 % des données d'entraînement pour une validation interne continue. Si l'erreur sur cet ensemble de validation cesse de s'améliorer pendant 50 itérations consécutives, l'apprentissage s'arrête de lui-même pour conserver les poids optimaux.

➤ Phase de validation :

Cette étape cruciale permet d'évaluer les performances du réseau à travers :

- Le test sur des exemples exclus de l'ensemble d'apprentissage

- La vérification de la précision des prédictions sur de nouvelles données
- L'ajustement de l'architecture du réseau ou de la base de données si les résultats sont insatisfaisants

➤ **Critères de performance :**

Plusieurs métriques permettent d'évaluer les performances des modèles neuronaux. Dans cette étude, nous avons utilisé :

La Racine Carrée de l'Erreur Quadratique Moyenne (RMSE) - selon l'équation mentionnée $mse =$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum (q_l - p_l)^2}{n}}$$

Ce critère représente l'une des mesures les plus précises pour évaluer les modèles prédictifs

- **Le Coefficient de détermination R^2 :**

$$R^2 = 1 - \frac{\sum (y_i - \hat{y}_i)^2}{\sum (y_i - \bar{y}_i)^2}$$

Avantages de la méthodologie :

- ✓ Garantie d'une évaluation objective grâce à la division des données
- ✓ Possibilité d'amélioration du modèle basée sur les résultats de validation
- ✓ Utilisation de métriques quantitatives précises pour l'évaluation des performances

IV.4.3.3. Analyse des résultats

La Figure IV.9 illustre la corrélation entre les valeurs du tassement (U_z) réelles, mesurées expérimentalement, et celles prédites par le modèle, à la fois pour les phases d'apprentissage et de test, ainsi que pour l'ensemble de la base de données.

Le modèle développé démontre d'excellentes performances prédictives, avec un coefficient de détermination R^2 de **0,9868** et une erreur (RMSE) de seulement **17,74 mm** sur les données d'entraînement. Il fait preuve d'une capacité de généralisation remarquable face aux données de test inédites, en maintenant un R^2 très élevé de **0,9842** et une RMSE de **19,89 mm**.

L'écart de performance extrêmement faible entre l'entraînement et le test (différence de R^2 de seulement 0,0026) confirme la grande robustesse de l'architecture et l'absence totale de surapprentissage (overfitting).

De plus, une analyse ciblée sur les tassements de faible amplitude ($U_z < 50 \text{ mm}$) qui correspondent à la plage de sécurité critique pour les États Limites de Service (ELS) des fondations réelles révèle une précision encore plus pointue. Dans cette zone décisive, l'erreur moyenne du modèle (RMSE) chute à **10,71 mm** (soit environ 1 centimètre). Ces résultats attestent de la grande fiabilité et de la précision du Réseau de Neurones Artificiels (RNA) en tant qu'outil d'assistance à la conception géotechnique pour l'estimation sécuritaire des tassements de fondations.

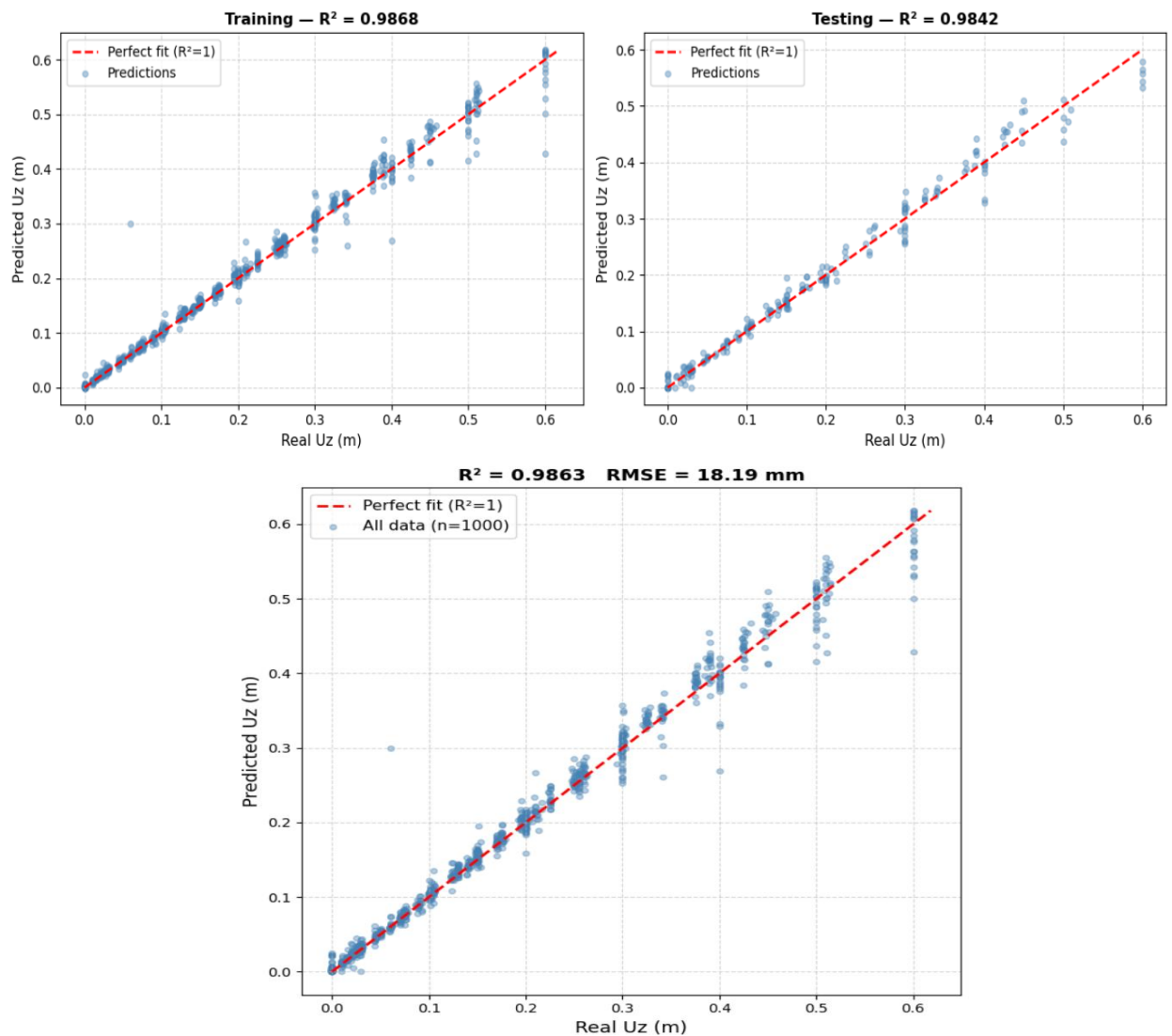


Figure IV.9 : Corrélation entre les valeurs de tassement cibles et simulées pour la phase d'apprentissage, de test et pour toute la base de données (RNA)

❖ Analyse d'importance des paramètres d'entrée (RNA)

Pour étudier l'importance des paramètres d'entrée, la méthode de permutation (Permutation Importance) a été utilisée afin d'évaluer la chute de performance (R^2) induite par

le mélange aléatoire de chaque variable, dont les résultats sont présentés dans la Figure IV.10. Les résultats confirment la prédominance absolue de la charge appliquée q (chute du R^2 de 5,68 ; 53,4 % d'influence), suivie de l'angle de frottement φ (22,4 %). Les paramètres géométriques et matériels (A, EA, C, B) montrent un impact modéré (3 à 6 %), tandis que la disposition du renforcement (N, h, e, Lx) reste marginale (< 2,5 %). Comme attendu physiquement, l'intensité de la charge dicte le tassement (U_z), ce qui confirme encore une fois la validité du modèle.

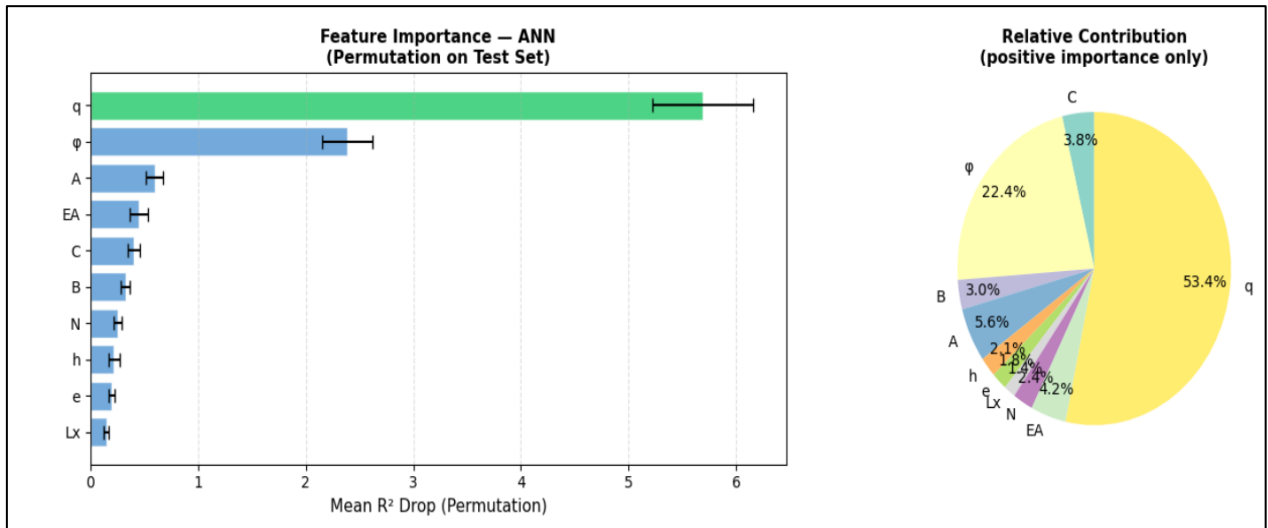


Figure IV.10 : Analyse d'importance des paramètres d'entrée (RNA)

IV.4.4. Développement du modèle de Forêts Aléatoires (Random Forest)

IV.4.4.1. Architecture du modèle RF

Le modèle de Forêts Aléatoires (Random Forest - RF) est une méthode d'apprentissage supervisé ensembliste qui prédit le tassement de la fondation (U_z) dans notre étude, à partir des mêmes dix paramètres d'entrée que ceux utilisés pour le modèle RNA. Le RF construit une multitude d'arbres de décision lors de la phase d'entraînement et génère une prédiction finale en calculant la moyenne des prédictions de chaque arbre. Cela permet de capturer les relations non linéaires complexes tout en minimisant la variance et le risque de surajustement.

Notre modèle RF est caractérisé par les paramètres optimisés suivants :

- **Nombre d'estimateurs (n-estimators)** : Fixé à 200, ce qui représente le nombre total d'arbres de décision construits pour assurer une grande stabilité des prédictions.
- **Profondeur maximale (max-depth)** : Définie sur *None* (illimitée), permettant aux arbres de se développer pleinement pour capturer les détails fins et les interactions subtiles entre les paramètres géotechniques.

- **Nombre maximum d'attributs (max-features)** : Réglé sur '*sqrt*', ce qui signifie que chaque séparation de nœud n'évalue qu'un sous-ensemble aléatoire de caractéristiques, garantissant la diversité des arbres et la robustesse du modèle.

IV.4.4.2. Optimisation de la configuration du RF

- **Répartition des données**: Pour permettre une comparaison équitable entre les différents modèles (RNA et RF), nous avons conservé la même méthodologie de répartition : · 80% des données pour l'entraînement · 20% des données pour le test (strictement réservé à l'évaluation finale)
- **Processus d'entraînement**: Le modèle RF repose sur une approche d'apprentissage par ensemble unique : 1- Création d'échantillons: Le modèle génère de multiples sous-ensembles de données d'entraînement par tirage aléatoire avec remise. 2- Construction d'arbres indépendants et moyennage : Un arbre de décision est entraîné sur chaque sous-ensemble. Lors de la prédiction, le modèle agrège les résultats de tous les arbres construits pour délivrer la valeur finale du tassement, lissant ainsi les erreurs individuelles de chaque arbre.
- **Phase de validation**

Tout comme pour les autres modèles, la validation du modèle RF s'appuie sur le même découpage des données (80% pour l'apprentissage, 20% pour le test) et les mêmes métriques d'évaluation (RMSE et R^2), garantissant ainsi une comparaison équitable.

Cependant, le RF introduit des spécificités notables dans son processus d'élaboration : l'utilisation d'une Validation Croisée à 5 plis (K-Fold avec $K=5$) sur les données d'entraînement pour identifier la meilleure architecture. L'optimisation a confirmé que la combinaison de 200 arbres avec une croissance non restreinte et une autorisation de séparations très fines (`min_samples_split=2`, `min_samples_leaf=1`) permettait au RF d'exceller dans la modélisation des comportements fortement non-linéaires du sol renforcé, tout en conservant une très bonne capacité de généralisation grâce au Bagging.
- **Critères de performance**

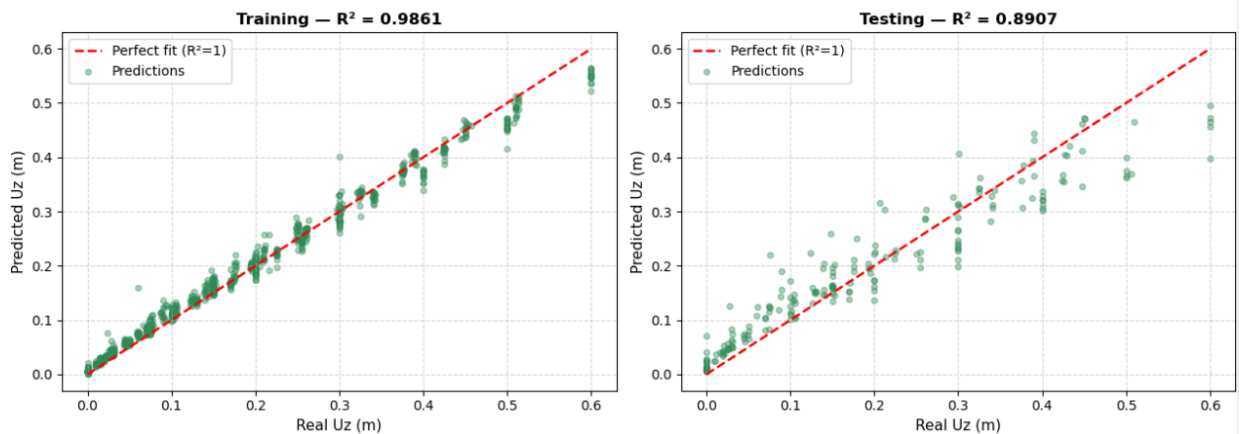
Pour évaluer objectivement les modèles et permettre une comparaison scientifique rigoureuse, nous avons conservé les deux mêmes métriques complémentaires :

 - **RMSE** (Root Mean Square Error ou Erreur Quadratique Moyenne Racine): Mesure l'erreur absolue moyenne entre les valeurs de tassement prédites (U_z) et les valeurs de référence.

- R^2 (Coefficient de Détermination) : Indique la proportion de variance expliquée par le modèle (une valeur proche de 1 indique une excellente adéquation).

IV.4.4.3. Analyse des résultats (RF)

La Figure IV.11 représente la corrélation entre les valeurs de tassement (U_z) cibles et celles simulées par le modèle RF, couvrant à la fois les phases d'apprentissage, de test, ainsi que l'ensemble complet des données. Les résultats révèlent une excellente performance globale : le modèle atteint un coefficient de détermination (R^2) de 0.986 avec une erreur quadratique moyenne (RMSE) de **18,16 mm** lors de l'apprentissage, et maintient une très forte capacité prédictive en phase de test avec un R^2 de 0.891 et une RMSE limitée à **52,34 mm**. Cette efficacité, combinée à une cohérence remarquable sur l'ensemble global des données (R^2 global = 0.966, RMSE globale = **28,49 mm**), démontre la grande précision du RF. Bien qu'un léger écart soit observé entre les scores d'entraînement et de test, le mécanisme d'agrégation permet au modèle de conserver une robustesse remarquable sur des données non vues. Particulièrement adapté aux problématiques géotechniques complexes, le modèle RF excelle ainsi dans la capture des relations fortement non-linéaires entre les caractéristiques du sol, la géométrie de la fondation et le renforcement par géogrilles, offrant des prédictions fiables et stables du tassement.



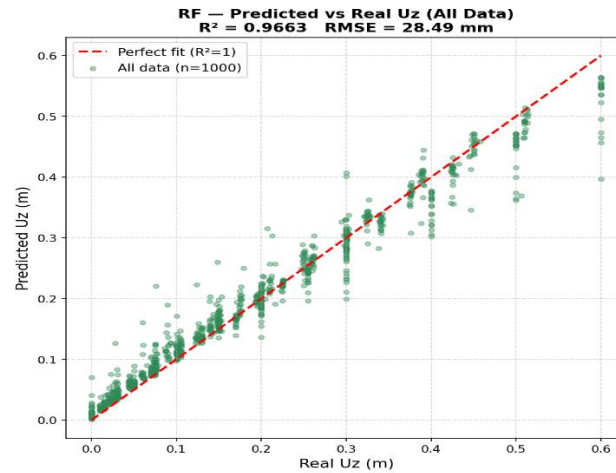


Figure IV.11 : Corrélation entre les valeurs de tassement cibles et simulées pour la phase d'apprentissage, de test et pour toute la base de données (RF)

- **Analyse d'importance des paramètres d'entrée**

La Figure IV.12 montre l'importance relative normalisée des paramètres pour le modèle Random Forest (RF). À partir de ces résultats, on constate sans équivoque que le paramètre dominant est, de loin, la charge appliquée (q), qui représente à elle seule plus de 60% de l'importance totale (valeur de 0.627). Elle est suivie, dans l'ordre hiérarchique, par la largeur de la semelle (B), l'angle de frottement du sol (ϕ), la cohésion du sol (C), et le nombre de nappes géogrilles (N).

Les autres paramètres d'entrée, à savoir la rigidité axiale des géogrilles (EA), l'espacement entre nappes (h), la surface de la semelle (A), l'espacement de la première nappe (e) et la longueur des géogrilles (Lx), affichent des valeurs d'importance très faibles et regroupées (comprises entre 0.021 et 0.025), témoignant d'un effet secondaire sur la prédiction pour ce modèle. Ces résultats sont en parfait accord avec la réalité physique : l'intensité du chargement (q) et la géométrie de la fondation (B) sont les moteurs principaux du tassement (Uz) en générant les contraintes. Les propriétés du sol et du renforcement n'interviennent logiquement que dans un second temps pour résister à cette déformation.

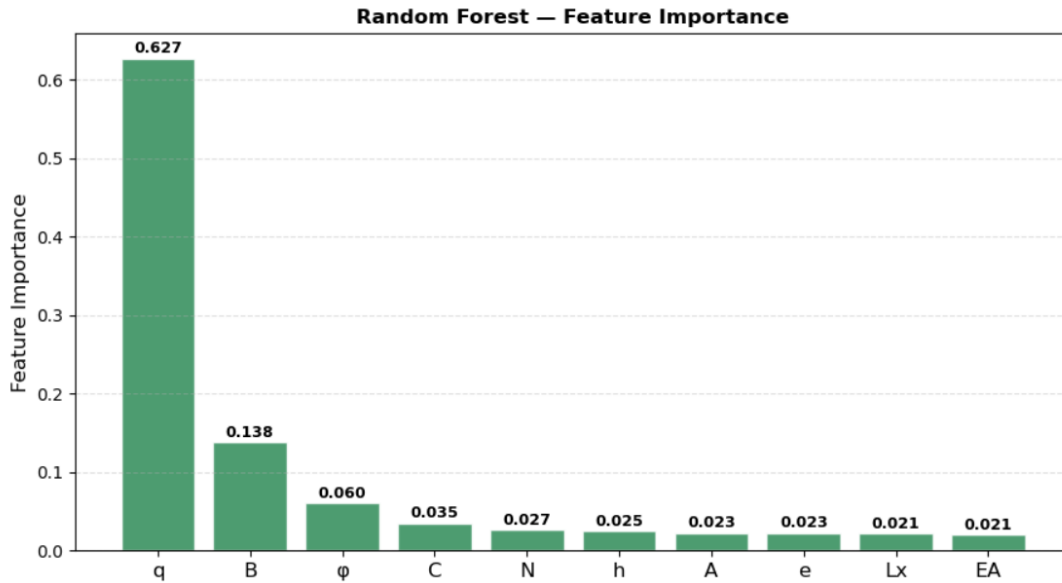


Figure IV.12 : Analyse d'importance des paramètres d'entrée (RF)

IV.4.5. Comparaison globale et sélection du modèle optimal

La comparaison des performances révèle que, bien que les modèles RNA et RF présentent une excellente et similaire capacité d'apprentissage (R^2 d'environ 0,986 pour les deux), le Réseau de Neurones Artificiels (RNA) se démarque nettement par sa capacité de généralisation. En phase de test sur des données inédites, le RNA maintient une précision exceptionnelle ($R^2 = 0,9842$, RMSE = 19,89 mm) sans aucun signe de surapprentissage. À l'inverse, le Random Forest affiche une baisse de performance plus marquée en test ($R^2 = 0,891$, RMSE = 52,34 mm), inhérente aux modèles arborescents. Concernant l'analyse d'importance, les deux algorithmes s'accordent de manière unanime sur la réalité physique fondamentale : la charge appliquée (q) est le paramètre prédominant absolu régissant le tassement. Les légères divergences sur les variables secondaires (le RNA valorisant la résistance du sol via ϕ , tandis que le RF privilégie la géométrie via **B**) s'expliquent logiquement par la nature mathématique distincte des algorithmes. Au vu de sa stabilité parfaite, de sa précision redoutable (notamment pour les tassements critiques inférieurs à 50 mm) et de sa fidélité à la mécanique des sols, le modèle RNA est incontestablement retenu comme le modèle le plus optimal et le plus fiable de cette étude.

IV.5. Conclusion

Ce chapitre a présenté une méthodologie intégrée en deux volets pour l'analyse et la prédiction du comportement des fondations superficielles reposant sur un sol renforcé par des géogrilles. La première partie s'est appuyée sur la modélisation numérique par éléments finis à l'aide du logiciel PLAXIS 3D. Cette démarche rigoureuse a permis de générer une base de données robuste composée de 1000 simulations, couvrant une large gamme de configurations géométriques, mécaniques et de chargement. Les résultats obtenus ont clairement mis en évidence l'effet bénéfique du renforcement, démontrant une réduction notable des tassements et une amélioration de la capacité portante globale en fonction du nombre de nappes (N), de leur disposition spatiale (e , h), et de leur longueur d'extension de part et d'autre de la semelle (L_x).

La seconde partie a été consacrée au développement et à la comparaison de modèles d'intelligence artificielle, spécifiquement un Réseau de Neurones Artificiels (RNA) et un algorithme de Forêts Aléatoires (Random Forest - RF), afin de prédire le tassement vertical (U_z) de la fondation. L'objectif de cette démarche était d'offrir une alternative fiable, instantanée et accessible au calcul conventionnel par éléments finis, en automatisant les prédictions à l'aide d'un programme Python optimisé. Ces modèles ont permis de s'affranchir des temps de calcul souvent chronophages des simulations tridimensionnelles, tout en garantissant un niveau de précision très élevé.

Les performances obtenues, évaluées par des métriques statistiques telles que le RMSE et le coefficient de détermination (R^2), ont montré que ces deux approches d'apprentissage automatique apportent une valeur ajoutée importante à l'ingénierie géotechnique. Toutefois, l'analyse comparative a mis en évidence la supériorité incontestable du Réseau de Neurones Artificiels (RNA). Alors que le modèle Random Forest a montré une baisse de précision en phase de test inhérente aux modèles arborescents, le RNA s'est distingué par une capacité de généralisation exceptionnelle ($R^2 = 0,9842$) et une parfaite stabilité, sans aucun signe de surapprentissage. Par ailleurs, concernant l'importance des variables, les deux algorithmes ont confirmé de manière unanime la réalité mécanique fondamentale de l'étude : la charge appliquée (q) demeure le paramètre prédominant absolu régissant le tassement. Au vu de sa redoutable précision (notamment pour les tassements critiques) et de sa fidélité au comportement du sol, le modèle RNA s'impose comme l'outil prédictif le plus optimal et fiable de ce travail.

Conclusion générale

Conclusion générale

Le renforcement des sols par géogrilles constitue une solution efficace pour améliorer le comportement des fondations superficielles reposant sur des sols de faible résistance. Cependant, l'étude de ces systèmes reste complexe en raison des interactions non linéaires entre le sol, les éléments de renforcement et les charges appliquées. Dans ce contexte, ce mémoire a proposé une approche intégrée combinant la modélisation numérique et l'intelligence artificielle afin de développer des outils performants pour la prédiction du tassement des fondations superficielles renforcées.

Dans un premier temps, une étude bibliographique a été réalisée sur les fondations superficielles, les techniques de renforcement des sols par géosynthétiques ainsi que les concepts fondamentaux de l'intelligence artificielle et de l'apprentissage automatique appliqués au génie civil.

Par la suite, une modélisation numérique a été effectuée à l'aide du logiciel PLAXIS 3D afin de simuler différentes configurations de fondations superficielles reposant sur des sols renforcés par géogrilles. Cette étude a permis de générer une base de données composée de 1000 simulations numériques couvrant un large éventail de paramètres géométriques, géotechniques et mécaniques.

Cette base de données a ensuite été exploitée pour développer deux modèles d'apprentissage automatique : le Réseau de Neurones Artificiels (ANN) et l'algorithme Random Forest (RF). Les résultats obtenus ont montré une excellente capacité prédictive des deux modèles. Toutefois, le modèle ANN a présenté les meilleures performances en termes de précision et de capacité de généralisation, confirmant ainsi son efficacité pour la prédiction du tassement des fondations superficielles renforcées.

L'analyse de sensibilité a également permis d'identifier les paramètres les plus influents sur la réponse du système étudié. Les résultats ont montré que la charge appliquée (q) et l'angle de frottement interne du sol (ϕ) figurent parmi les facteurs les plus déterminants dans la prédiction du tassement.

Les principales conclusions de cette étude peuvent être résumées comme suit :

- Le renforcement par géogrilles contribue à améliorer le comportement mécanique du sol et à réduire les tassements des fondations superficielles.
- La combinaison de la modélisation numérique et de l'intelligence artificielle constitue une approche efficace pour l'étude des problèmes géotechniques complexes.

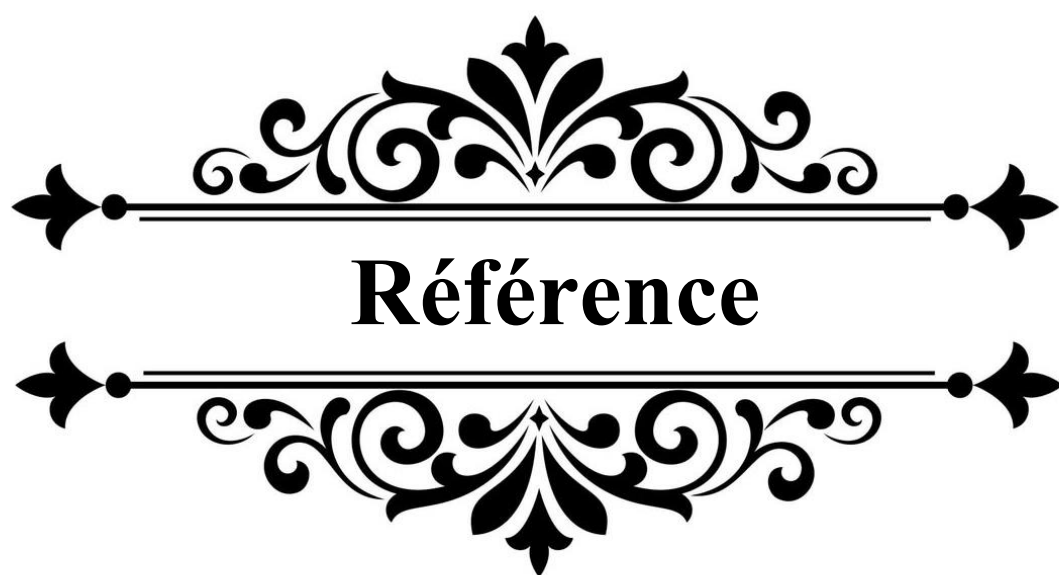
Conclusion générale

➤ Les modèles ANN et Random Forest offrent des prédictions rapides et fiables tout en réduisant considérablement le temps de calcul par rapport aux simulations numériques conventionnelles.

➤ Le modèle ANN a présenté les meilleures performances prédictives parmi les modèles étudiés.

➤ La charge appliquée et l'angle de frottement interne du sol sont les paramètres les plus influents sur le comportement du système étudié.

Enfin, les résultats obtenus confirment l'intérêt de l'intégration des techniques d'intelligence artificielle dans le domaine de la géotechnique. Comme perspectives futures, il serait intéressant d'enrichir la base de données par des résultats expérimentaux et des essais de terrain, d'étudier d'autres types de sols et de renforcements, ainsi que d'explorer des algorithmes plus avancés afin d'améliorer davantage les performances prédictives des modèles développés.



[1] Ichabira, A., & Djaaroune, M. (2021–2022). Modélisation du comportement d'une fondation superficielle sur un sol renforcé par géosynthétique. Mémoire de Master, Université de Batna 2. Retrieved from

https://staff.univ-batna2.dz/sites/default/files/ferrah_ferrah/files/chapitre_3.pdf

[2] BULLETIN DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES-211 SEPTEMBRE-OCTOBRE 1997 - RÉF. 4134.

[3] Chekima Djihane, Chikha Asma, Beya Alia, Didi Maroua, Etude numérique de l'amélioration de la portance des sols par différentes techniques, Mémoire de Master en Génie Civil, Université d'El-oued, 2023.

[4] SAHRAOUI M., KADDOURI A., KHICHA K., Modélisation numérique et optimisation de la portance des sols renforcés par géosynthétiques, Mémoire de Master en Génie Civil, Université Echahid Hamma Lakhdar d'El Oued, 2025.

[5] Bourokba, M., & Mrabet, S. A. (2016). Calcul analytique des fondations. Doctorat en Génie Civil, Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed Boudiaf.

[6] Mebarkia, C. D. N. (n.d.). Analyse numérique de la capacité portante d'une fondation filante renforcée par géosynthétiques. Mémoire de Master, Université de Biskra. Retrieved from

https://staff.univbatna2.dz/sites/default/files/bahedimohamed/files/chapitre_2_calcul_de_la_capacite_portante_des_fondations.pdf

[7] Rapport gratuit. (n.d.). Renforcement des sols par les géosynthétiques. Retrieved from <https://www.rapport-gratuit.com/renforcement-des-sols-par-les-geosyntheticues/>

[8] Ayad, C. (2022, Juin). Renforcement des sols par géosynthétiques: Évolution, approche expérimentale

[9] Ould Ahmed, C. S. (2018). Analyse numérique de la capacité portante d'une semelle circulaire reposant sur un sol renforcé. Mémoire de Master, Université Mohamed Boudiaf - M'sila.

[10] Dali, A., & Alloui, M. (2020, Juin). Modélisation numérique et optimisation par la méthode des surfaces de

[11] Kira, G. (2018, Juillet). Renforcement des pentes par géotextile. Mémoire de Master, Université Mohamed Khider de Biskra.

- [12] Koerner, R. M. (2012). Designing with Geosynthetics (6th ed.). Pearson Education.
- [13] Lawton, 2004 Lawton, E.C., (2004). Non grouting techniques. In: Practical foundation engineering handbook, Mc Graw-Hill Companies, USA, 340p.
- [14] - Bell, 1993 Bell, F.G., (1993). Engineering treatment of soils. E & FN Spon, Taylor & Francis Group, UK, 299p.
- [15] .Bouakba.H, Rezzak.A. «L'étude de stabilisation de sol par l'ajout de ciment et des fibres naturelles».Mémoire master II. Université Mohamed Sadik Ben Yahia-Jijel ; 2016.
- [16] .Taalal.B. «Etude du comportement physico-mécanique du bloc de terre comprimée avecfibres».Thèse doctorat. Université Mohamed Khider-Biskra ; 2014.
- [17] AOUIOUECHE Bouthayna, HOUAS Nacira, SAYAH Feriel et TEDJANI Mebarka. Prédiction de déplacement horizontal d'un mur de soutènement en sol renforcé en utilisant les réseaux des neurones artificiels. Mémoire de Master en Génie Civil, Université Echahid Hamma Lakhdar El Oued, 2024.
- [18] Rosenblatt, F. (1958). «The perceptron: a probabilistic model for information storage and organization in the brain». Psychological review, 65(6), 386.
- [19] MESSAOUDI Ouahida, GUESSOUM Imane.Prédiction de la portance d'un sol renforcé par géosynthétiques en utilisant l'Apprentissage Automatique.Mémoire de Master Académique, Spécialité Matériaux en génie civil, Département de, Génie Civil Université Echahid Hamma Lakhdar, 2024/2025.
- [20] Rumelhart, D. E., Hinton, G. E., Williams, R. J. «Learning representations by back propagating errors». nature, 323(6088), 533-536. (1986).
- [21] Hornik, K., Stinchcombe, M., White, H. (1989). «Multilayer feedforward networks are universal approximators». Neural networks, 2(5), 359-366.
- [22] LeCun, Y., Bengio, Y., Hinton, G. (2015). Deep learning. nature, 521(7553), 436-444.
- [23] Machine learning course: <https://www.coursera.org/learn/machine-learning>
- [24] ILSVRC data: <http://www.image-net.org/challenges/LSVRC/>