الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Republique Algerienne Democratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة الشهيد الشيخ العربي التبسي - تبسة

Université Echahid Cheikh Larbi Tébessi – Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme** de **Master Académique**

En : Génie Civil

Spécialité : Géotechnique

Par : Chergui Malek

Sujet

Approche numérique pour l'estimation des tassements œdométriques des sols compressibles

Présenté et soutenu publiquement, le10/06/2025, devant le jury composé de :

M/ HOUAM Abdelkader	Professeur	Président
M/ ROUILI Ahmed	Professeur	Rapporteur
M/ BOUCHOUCHA Abdallah	docteur	Examinateur

Promotion : 2024/2025


بسم الله الرحمن الرحيم

Dédicace

Je dédie ce projet

A mon cher père *abd El-aziz*,

A ma chère mère *Rachida*,

Qui n'ont jamais cessé, de formuler des prières à mon égard, de me soutenir et de m'épauler pour que je puisse atteindre mes objectifs.

A mon fiançe *M. Mᵈ. islem*

Qui m'a aidé et supporté dans les moments difficiles

A mon frère *yaakoub*

A mes chères *sœurs* et leurs *maris* et *les enfants*,

Pour sec soutien moral et leurs conseils précieux tout au long de mes études.

Amon cher *grand-mère*, Qui

je souhaite une bonne santé.

A mes chères *amies*

Pour leur aides et supports dans les moments difficiles .

Remerciement

Grand remerciement à ***ALLAH UNIQUE ET TOUT PUISSANT***

de nous avoir aidé et éclairé dans notre travail.

Je tiens à remercier ***professeur Ahmed Rouili***, encadreur pour sa qualité remarquable d'encadrement, pour sa grande disponibilité, sa grande contribution, et pour le temps qu'il a consacré à la correction de ce mémoire

Je remercie également les enseignants du département de génie civil pour leur soutien et leur encouragement

Remercie également tous ceux qui ont aidé de près ou de loin à l'élaboration de ce travail

Enfin, que Messieurs le président de jury et les membres qui feront l'honneur d'examiner ce mémoire ; trouvent l'expression de ma parfaite considération.

Liste des symboles

E_{oed} : Module œdométrique	(kPa)
E : Module de Young	(kPa) ou (sans unité)
e : Indice des vides sans	
Cc : Indice de compression (compression vierge)	(sans)
Cs : Indice de recompression (ou de gonflement)	(sans)
σ : Contrainte totale	(kPa)
σ′v : Contrainte effective verticale	(kPa)
σ′p : Pression de pré-consolidation	(kPa)
ΔH : Variation de hauteur (tassement)	(cm ou m)
S : Tassement total de la couche de sol	(cm ou m)
γ : Poids volumique total	(kN/m^3)
γ′ : Poids volumique effectif	(kN/m^3)
H : Épaisseur de la couche de sol	(m)
Q : Surcharge appliquée	(kPa)
Cv : Coefficient de consolidation	(m^2/s)
T : Temps	(s)
Tv : Facteur de temps (Terzaghi)	(sans unité)
U : Degré de consolidation	(%)
k : Coefficient de perméabilité	(m/s)
ν : Coefficient de Poisson	(sans unité)
ε : Déformation unitaire	(sans unité)
u : Pression interstitielle	(kPa)
mv : Coefficient de compressibilité volumique	($kN^{-1}\cdot m^2$)
OCR : Over Consolidation Ratio (rapport de sur consolidation)	(sans unité)

Liste de tableaux

Chapitre I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIE

Tableau 1.1: des valeurs de U et du temps Tv associé **24**

Tableau 1.2 : Paramètres obtenus à partir de l'essai œdométrique **29**

Tableau 1.3: Paramètres géotechniques des remblais soumis à surcharge..... **39**

Chapitre II : MODELE REFERENCE

Tableau 2.2 : les résultats analytiques de tassement..... **39**

CHAPITRE III : MODELISATION ET VALIDATION NUMERIQUE

Tableau3. 1 : Coefficient de Poisson pour différents sols compressibles..... **43**

Tableau 3.2 : Caractéristiques des remblais et surcharge appliquée **45**

Tableau 3 .3 : résultats de tassement selon méthode œdométrique **52**

Tableau 3 .4 : résultats de tassement de deux modèle **57**

Chapitre IV : ETUDE PARAMETRIQUE

Tableau 4.1 : Paramètres du modèle pour différentes valeurs de ν..... **61**

Tableau 4.2 : tableau de résultats de tassement par rapport à nu..... **75**

Tableau 4.3 : Évolution du tassement en fonction de la décharge hydraulique **79**

Liste de figures

Chapitre I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure 1.1 : Courbe de compressibilité **8**
Figure 1.2 : Courbe de consolidation **9**
Figure 1.3: Modèle analogique expliquant la consolidation primaire **11**
Figure 1.4 : Couche compressible en consolidation **13**
Figure 1.5 : Méthode de Taylor pour le calcul de Cv **14**
Figure 1.6 Méthode de Casagrande pour le calcul de Cv **15**
Figure 1.7 Tassement en fonction du temps **18**
Figure 1.8 : Calcul du tassement à l'aide du diagramme des phases. **19**
Figure 1.9 : Classification des sols en fonction de $\sigma'P$ **21**
Figure 1.10 : Couche drainée d'un seul côté **24**
Figure 1.11 : Couche drainée sur les deux faces **25**
Figure 1.12 : l'appareille d'Œdomètre **26**
Figure 1.13 : Représentation schématique d'une cellule œdométrique **27**
Figure 1.14 : Courbe e – log σ' **29**
Figure 1.15 : Courbe ΔH – t ou Tassement – Temps **29**
Figure 1.16 : Courbe U– Tv **30**

Chapitre II : MODELE DE REFERENCE

Figure 2.1: Sol normalement consolidé, surchargé par q **36**
Figure 2.2 : sol normalement consolidée chargée et surchargée par q **36**
Figure 2.3 : Sol sur consolidé, chargé et surchargé par q **37**
Figure 2.4: Sol normalement consolidé et saturé, avec rabattement. **37**
Figure 2.5: sol saturé normalement consolidé, chargé, avec rabattement. **38**
Figure 2.6: Sol saturé chargé, avec baisse périodique de la nappe, et surchargé **38**
Figure 2.7 : Couche de sol **39**

CHAPITRE III : MODELISATION ET VALIDATION NUMERIQUE

Figure 3 .1 : modèle géométrie **43**
Figure 3.2 : Conditions aux limites standards **43**
Figure 3.3 : les paramètres du modèle **46**
Figure 3.4 : Condition aux limites **46**
Figure 3.4 : Condition aux limites **47**
Figure 3.6 : Nombre d'élément et des nœuds du maillage **47**
Figure 3.7 : Condition hydraulique **47**
Figure 3.8 : Pression interstitielle **48**
Figure 3.9 : Les différentes phases de calcul **48**
Figure 3.10 : la première phase de calcul **49**
Figure 3.11:la déformation **49**
Figure 3.12 : Déplacement vertical **49**
Figure 3.13 : Déplacement horizontale **50**
Figure 3.14 : Les points plastique **50**
Figure 3.15 : la deuxième phase de calcul **50**

Figure 3.16 : la déformation **51**
Figure 3.17: Déplacement verticale **51**
Figure 3.18: Déplacement horizontale **51**
Figure 3.18: Déplacement horizontale **51**
Figure 3.20 : la troisième phase de calcul **52**
Figure :3.21 : condition hydraulique **52**
Figure :3.21 : condition hydraulique **52**
Figure 3.23 : la déformation **52**
Figure 3.24 : Déplacement verticale **53**
Figure 3.24 : Déplacement verticale **53**
Figure 3.26 : évaluation de tassement en fonction des charge **54**
Figure 3.27: conditions aux limites **55**
Figure 3.28 : fenêtre de paramètres **55**
Figure 3.29 : condition hydraulique **55**
Figure 3.30 : Pression interstitielle **56**
Figure 3.31 :la déformation **56**
Figure 3.32 : Déplacement verticale **56**
Figure 3.33: Déplacement horizontale **57**
Figure 3.34 : la déformation **57**
Figure 3.35 : Déplacement verticale **57**
Figure 3.36 : Déplacement horizontale **57**
Figure 3.37 : condition hydraulique **58**
Figure 3.38 :La pression interstitielle **58**
Figure 3.39 : la déformation **58**
Figure 3.40: Déplacement verticale **58**
Figure 3.41: Déplacement horizontale **59**
Figure 3.42 : évaluation de tassement en fonction des charges **59**

Chapitre IV : ETUDE PARAMETRIQUE

Figure 4.1 : les paramètre du modèle **63**
Figure 4.2: pression interstitielle **63**
Figure 4.2: pression interstitielle **64**
Figure 4.4: la déformation **64**
Figure 4.6 : déplacement vérticale **64**
Figure 4.7 : déplacement horizontale **64**
Figure 4.8 : les points plastics **65**
Figure 4.9 : la pression interstitielle **65**
Figure 4.9 : la pression interstitielle **65**
Figure 4.9 : la pression interstitielle **65**
Figure 4.12: déplacement horizontale **66**
Figure 4.13 : les points plastics **66**
Figure 4.14 : la pression interstitielle **66**
Figure 4.15: la déformation **66**
Figure 4.16: déplacement verticale **67**
Figure 4.17: déplacement horizontale **67**
Figure 4.18: les points plastics **67**

Figure 4.19: les paramètre du modèle **68**

Figure 4.20: la pression intertitielle **68**
Figure 4.21 : la contrainte effective **68**
Figure 4.21 : la contrainte effective **69**
Figure 4.23: déplacement verticale **69**
Figure 4 .24 : déplacement horizontale **69**
Figure 4.25: les points plastics **69**
Figure 4.26: la pression interstitielle **70**
Figure 4.27 : la déformation **70**
Figure 4.28: déplacement verticale **70**
Figure 4.29: déplacement horizontale **70**
Figure 4.30: les points plastics **71**
Figure 4.30: la pression interstitielle **71**
Figure 4.32: la déformation **71**
Figure 4.33: déplacement verticales **71**
Figure 4.34: déplacement horizontale **72**
Figure 4.35: les points plastics **72**
Figure 4.36: les paramètre du modèle **72**
Figure 4.37: la pression interstitielle **73**
Figure 4.38: la contrainte effective **73**
Figure 4.39: la déformation **73**
Figure 4.40: déplacement verticale **73**
Figure 4.41: déplacement horizontal **74**
Figure 4.42: les points plastics **74**
Figure 4.43: la déformation **74**
Figure 4.44: déplacement verticale **74**
Figure 4.45: déplacement horizontale **75**
Figure 4.46: les points plastics **75**
Figure 4.46: les points plastics **75**
Figure 4.48: la déformation **75**
Figure 4.49: déplacement verticale **76**
Figure 4.50: déplacement horizontale **76**
Figure 4.51: les points plastics **76**
Figure 4.52: la courbe de tassement en fonction de charge **77**
Figure 4.53: la pression interstitielle **78**
Figure 4.53: la pression interstitielle **78**
Figure 4.55 : déplacement verticales **78**
Figure 4.55 : déplacement verticales **78**
Figure 4.57: les points plastics **79**
Figure 4.58: la pression interstitielle **79**
Figure 4.59: la déformation **79**
Figure 4.60: déplacement verticale **79**
Figure 4.61 : déplacement horizontale **80**
Figure 4.62: la pression interstitielle **80**
Figure 4.63: déformation **80**
Figure 4.65: déplacement horizontale **81**

Figure 4.66 : la courbe de tassement en fonction de décharge hydraulique..... **81**

Résumé

ce mémoire porte sur l'étude du tassement des sols compressibles à l'aide de la méthode œdométrique, en comparaison avec des modèles numériques via le logiciel Plaxis 2D. Il met en évidence l'impact de paramètres comme le coefficient de Poisson ou le rabattement de la nappe phréatique sur les résultats de tassement. Une validation par comparaison entre résultats analytiques (modèle de Combarieu) et numériques est effectuée, suivie d'une étude paramétrique. Les résultats montrent que les conditions aux limites influencent considérablement le comportement du sol, ce qui suggère que les essais œdométriques peuvent sous-estimer la réalité in situ.

Mots clés :

Tassement – Sol compressible – Méthode œdométrique – Modélisation numérique– Nappe phréatique – Consolidation

ملخص

تتناول هذه المذكرة دراسة الهبوط في التربة القابلة للانضغاط باستخدام طريقة الأودومتر، بالمقارنة مع النماذج العددية يسلط البحث الضوء على تأثير بعض المعاملات مثل معامل بواسون أو انخفاض منسوب .Plaxis 2D بواسطة برنامج المياه الجوفية على نتائج الهبوط. تم إجراء عملية تحقق من خلال المقارنة بين النتائج التحليلية (نموذج كومباريه) والنتائج

العددية، تليها دراسة بارامترية. أظهرت النتائج أن شروط الحدود تؤثر بشكل كبير على سلوك التربة، مما يشير إلى أن .اختبارات الأودومتر قد تقلل من تقدير الواقع في الموقع

الكلمات المفتاحية

معامل بواسون -plaxis 2d الهبوط -التربة القابلة للانضغاط -طريقة الاودومتر - consolidation

Abstract:

This thesis focuses on the study of settlement in compressible soils using the oedometer method, in comparison with numerical models via the Plaxis 2D software. It highlights the impact of parameters such as the Poisson's ratio and the drawdown of the water table on settlement results. A validation is conducted through comparison between analytical results (Combarieu model) and numerical simulations, followed by a parametric study. The results show that boundary conditions significantly influence soil behavior, suggesting that oedometer tests may underestimate the actual in-situ response.

Keywords:

Settlement – Compressible soil – Oedometer method – Numerical modeling –Water table – Consolidation

Table des matières

DÉDICACE

REMERCIEMENT

LISTE DES SYMBOLES I

LISTE DES TABLEAUX II

LISTE DES FIGURES III

Introduction générale

Introduction 2

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

1. Introduction 5
2. Sols compressibles 5
   2.1. Définition des sols compressibles 5
   2.2. Caractéristiques des sols compressibles 6
   2.3. Etude la compressibilité unidimensionnelle des sols 'essai de consolidation 6
      2.3.1. Hypothèse de l'étude 6
      2.3.2. Courbe de compressibilité 7
      2.3.3 Courbe de consolidation 9
2.4. La consolidation 10
      2.4.1. Consolidation primaire 10
      2.4.2. La consolidation secondaire 15
3. les tassements des sols 16
   3.1. Définition de tassement 16
   3.2. Composantes du tassement 16
   3.3. Le calcul du tassement 17
      3.3.1. Calcul à partir des indices de compression Cc et de gonflement Cs 19
      3.3.2. Calcul à partir du module œdométrique $\boldsymbol{E}\mathbf{oed}$ 21
   3.4. Evolution du tassement en fonction du temps 21
      3.4.2. Théorie de la consolidation de Terzaghi 22
4. L 'essai œdométrique 25
   4.1. Définition 25

4.2. Dispositif expérimental 25
4.3. Principe de l'essai 26
4.4. Principaux inconvénients de l'essai œdométrique 26
4.6. Paramètres obtenus à partir de l'essai œdométrique 29
4.6.1 Indice de compression Cc 29
4.6.2 Indice de gonflement (de re compression) Cs 30
4.6.3. Contrainte effective de pré consolidation $\boldsymbol{\sigma' p}$ 31
4.6.4. Différents états initiaux du sol 31
4.6.5. Module œdométrique Eoed 31
4.6.6. Coefficient de changement de volume 32

CHAPITRE II : MODELE REFERENCE

1. Introduction 34
2. Objectif de l'article 34
3. Analyse de cas géotechniques représentatifs 34
3.1. Couche de sol normalement consolidée, surchargée q 34
3.2. Couche de sol normalement consolidée, chargée en tête **σ**'0 et surchargée sous q 35
3.3. Couche sur consolidée, chargée en tête et surchargée sous q 35
3.4. Sol normalement consolidé avec rabattement de nappe 36
3.5. Sol normalement consolidé, chargé, avec rabattement de nappe 36
3.6. Cas avec variations périodiques de la nappe sur une couche compressible 37
4. Modèle de référence (application analytique) 37
4.1. Couche de sol 37
4.2. Les charges 38
4.3. Les conditions aux limites 39

CHAPITRE III : MODELISATION ET VALIDATION NUMERIQUE

1. Introduction 41
2. Présentation du modèle 41
2.1. Le premier modèle 41
2.2. Le deuxième modèle 53
Conclusion 58

CHAPITER IV : ETUDE PARAMETRIQUE

1. Introduction 60
2. Changement de coefficient de poisson (nu) 60
2.2. Deuxième cas 66
2.3. Troisième cas 70

➢ Interprétation..... 75
Conclusion..... 80

CONCLUSION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Introduction :

Le tassement des sols compressibles peut être analysé par la méthode œdométrique, qui permet d'évaluer la déformation verticale (unidimensionnelle) d'un sol soumis à un chargement en surface. Cette approche, bien qu'essentiel pour caractériser le comportement en compression unidimensionnelle des sols fins (argiles notamment), présente plusieurs inconvénients lies essentiellement à la définition des conditions aux limites imposées à l'échantillon lors de l'essai. L'odomètre ne permet pas d'obtenir directement des paramètres de cisaillement (comme la cohésion ou l'angle de frottement interne). L'interprétation repose sur la théorie de Terzaghi (consolidation unidimensionnelle), qui suppose un comportement linéaire, élastique, isotrope et homogène, rarement vérifié dans la réalité.

Le module œdométrique (E_{oed}) obtenu n'est pas le module de Young réel, mais une approximation sous contraintes unidimensionnelles. La déformation latérale du sol n'est pas possible dans l'essai œdométrique, donc il n'y a pas de déformations transversales et le coefficient de poisson est considéré comme nul. Dans Cette situation, le sol est confiné latéralement, ce qui ne reproduit pas les contraintes triaxiales réelles en situation naturelle. En réalité la contrainte verticale est partiellement redistribuée latéralement ce qui diminue la compressibilité du sol et par conséquent les tassements suite à une augmentation du coefficient de poisson ν.

Le modèle de Combarieu [1] est un modèle semi-empirique utilisé pour estimer le tassement total des sols compressibles, notamment sous fondations superficielles. Ce modèle repose sur une approche analytique simplifiée de la distribution des contraintes et de la déformation. Donne des ordres de grandeur raisonnables dans les cas standards, mais ne tient pas compte de la non-linéarité du comportement réel du sol, et reste sensible au choix empirique du coefficient de poisson, donc moins adapté pour les sols très rigides ou très plastiques.

Dans la présente investigation un model numérique est proposé afin d'étudier l'effet de certain paramètres (conditions aux limites, coefficient de poisson, effet de rabattement de la nappe) sur le tassement des sols compressible. C modèle est développé selon la géométrie (forme et dimensions) les conditions aux limites, les conditions de chargement, les conditions hydrauliques d'un modèle analytique de référence. Pour les même conditions (limites, chargement et hydraulique) le modèle propose est valide

Selon les résultats analytiques du modèle de référence considéré (Combarieu)

Le plan de ce mémoire est organisé en quatre chapitres :

- Introduction générale
- Chapitre I : Recherche bibliographique
- Chapitre II : modèle référencé
- Chapitre III : modélisation et validation numérique
- Chapitre IV : Etude paramétrique
- Conclusion générale

CHAPITRE I : RECHERCHES BIBLIOGRAPHIQUE

1. Introduction

L'étude du comportement mécanique des sols est essentielle pour garantir la stabilité et la durabilité des ouvrages de génie civil. Parmi les propriétés fondamentales des sols, la compressibilité joue un rôle déterminant, notamment dans les phénomènes de tassement et de consolidation. Les sols compressibles, comme les argiles et les tourbes, présentent des caractéristiques spécifiques qui nécessitent une attention particulière lors de la conception des fondations. Ce chapitre présente une revue bibliographique approfondie sur les mécanismes de compressibilité et de consolidation des sols, en abordant les concepts clés tels que les essais œdométriques, les courbes de consolidation, ainsi que les paramètres mécaniques associés. Il met également en lumière les méthodes de calcul des tassements et les implications pratiques pour l'ingénierie géotechnique.

2. Sols compressibles

2.1. Définition des sols compressibles

Les déformations des sols sont dues à la compressibilité (au fait qu'il peut diminuer de volume). La compressibilité du sol est différée dans le temps dont la durée dépend de la perméabilité du matériau, elle résulte de :

La compression du volume de l'air qui remplit les vides et l'eau supposée incompressible, cette compression provoque une déformation quasiment instantanée. Par contre, l'eau est peu compressible par rapport à l'ossature des grains. La variation unitaire du volume sous une charge de 0.1 MPa est respectivement de l'ordre de :

-Pour l'eau 1/2200,

-Pour le matériau constitutif des grain 1/100000

-Pour le sable 1/1000 ;

-Pour l'argile 1/100) [2].

L'évacuation de l'eau contenue dans les vides, elle produit la déformation la plus important, le sol subit une diminution de volume correspondent au volume d'eau expulsée ;

- La compression du squelette solide, elle correspond aux déformations des grains qui s'arrangent entre eux de façon à occuper un volume plus réduit [3].

Les sols compressibles peuvent être décrits comme des sols présentant une très grande compressibilité lors du chargement. Parmi les sols qui se compressent le plus souvent, on compte les argiles en raison de leurs grains solides particulièrement fins.

Ces déformations (compressibilités) vers le bas sont appelées tassements. Le tassement global d'un sol est constitué du tassement primaire et du tassement secondaire.

2.2. Caractéristiques des sols compressibles :

-**Faible densité et forte teneur en eau** : Les sols compressibles sont souvent constitués de sables fins, de limons, d'argiles ou de tourbes. Leur structure est poreuse et leur teneur en eau relativement élevée, ce qui les rend sensibles à la compression.

- **Comportement à la charge** : Lorsqu'une charge est appliquée sur un sol compressible, une grande partie du volume des vides entre les particules est réduite, entraînant une diminution de la porosité et une baisse du volume global. Cela peut entraîner un tassement du sol, parfois de manière inégale.

- **Taux de déformation** : Les sols compressibles, en particulier ceux contenant une forte proportion d'argile ou de tourbe, peuvent avoir un taux de déformation important lorsqu'ils sont sous pression. [10] [11]

- **Dépendance à l'humidité** : L'humidité du sol joue un rôle crucial dans la compressibilité. Une augmentation de l'humidité peut accroître la compressibilité des sols argileux et limoneux. [11] [12]

2.3. Etude la compressibilité unidimensionnelle des sols 'essai de consolidation

En 1910, le premier appareil destiné à réaliser un essai de compression unidimensionnelle a été mis au point en France par Frontar. En 1919, la Commission géotechnique suédoise a mené un essai de consolidation unidimensionnelle sur un sol argileux encadré par deux couches de sable. Cette méthode a ensuite été reprise et perfectionnée par Terzaghi, qui a conçu le consolidometer, aujourd'hui connu sous le nom d'œdomètre.

2.3.1. Hypothèse de l'étude :

L'étude de la compressibilité unidimensionnelle des sols repose sur une hypothèse fondamentale :

- Aucune déformation horizontale n'est présente,
- Le sol étant latéralement confiné Par la masse de sol environnante.

Étant donné l'incompressibilité de l'eau et des grains de sol, les déformations observées proviennent uniquement du déplacement relatif entre les grains.

Le principe de l'essai œdométrique consiste à appliquer une contrainte verticale totale constante sur un échantillon de sol, exprimée par la relation :

$$\sigma_z = \frac{P}{S} \qquad (1.1)$$

Où

σ est la contrainte verticale,

P la charge appliquée,

et **S** la surface de l'échantillon.

Dans cet essai :

- Les déformations radiales sont nulles ($\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$) car les parois de la cellule œdométrique sont rigides.
- Un système de drainage permet l'évacuation de l'eau interstitielle à travers des mouvements verticaux (ascendants et descendants), tout en assurant la saturation permanente du sol.

L'essai œdométrique permet d'obtenir deux types de courbes essentielles à l'analyse de la compressibilité des sols :

- **La courbe de compressibilité :** e - log (σ ' z) reliant l'indice des vides **e** à la contrainte effective verticale.
- **Les courbes de consolidation** : e - log(t), retraçant l'évolution de l'indice des vides en fonction du temps **t**, pour chaque palier de chargement correspondant à une valeur donnée de z σ' (contrainte effective).

Ces courbes permettent de déterminer de nombreux paramètres relatifs à la consolidation et à la compressibilité des sols.

2.3.2. Courbe de compressibilité :

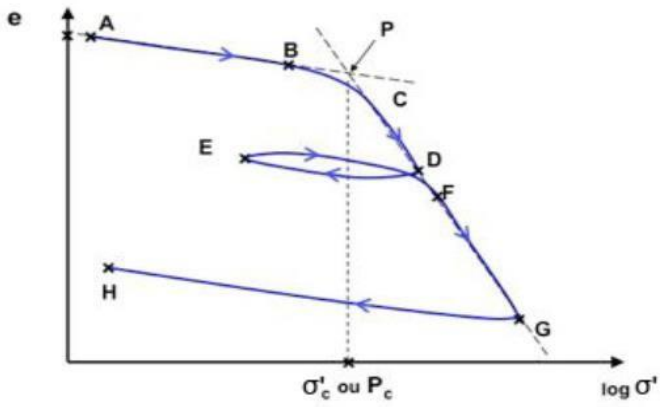


Figure 1.1 : Courbe de compressibilité

La Figure 1.1 présenté les tassements finaux mesurés à chaque palier de chargement en fonction de la contrainte appliquée. La courbe obtenue se divise en quatre zones distinctes :

Zone AB : zone de recompressions Dans cette phase, les tassements restent faibles en raison de la présence d'eau dans l'échantillon. Le sol réagit de manière élastique à l'augmentation de la contrainte.

Zone BC : zone de transition Cette portion correspond à la transition entre la recompressions et la compression vierge. La contrainte à partir de laquelle cette transition s'opère est appelée contrainte de pré consolidation, notée σ'_p . Elle reflète la pression maximale que le sol a déjà subie dans son passé géologique, notamment sous le poids des couches de sol aujourd'hui disparues. Au-delà de cette contrainte, le sol devient beaucoup plus compressible, même pour de faibles augmentations de charge.

Zone CD : zone de compression vierge Dans cette zone, le sol n'a jamais été soumis à de telles pressions. La variation de l'indice des vides y est proportionnelle au logarithme de la contrainte effective appliquée. Le sol se déforme de façon significative sous l'effet des charges.

Point D : début de la décharge À partir de ce point, la courbe tend vers une asymptote horizontale. Le sol est alors progressivement déchargé, ce qui permet d'observer la courbe de déchargement.

Cet essai, appelé œdométrique, permet de déterminer les principaux paramètres de compressibilité d'un sol afin d'évaluer ses tassements de consolidation. À partir de la courbe, on peut extraire trois caractéristiques essentielles du sol compressible étudié :

- **La contrainte de pré consolidation σ'_p** : comme la contrainte correspondant au point d'intersection des deux droites tangentes à AB et CF
- **L'indice de compression Cc** comme la pente (au signe près) de la courbe de consolidation vierge (c'est-à-dire la partie de la courbe de compressibilité au-delà du point C),

$$C_c = \left|\frac{\Delta_e}{\Delta(log_{\sigma'})}\right| \qquad (1.2)$$

- **L'indice de gonflement** Cs comme la pente moyenne (au signe près) de la courbe de compressibilité calculée sur un cycle de déchargement-rechargement. En général $C_s$est de l'ordre de$Cc/_{10}$

$$C_s = \left|\frac{\Delta_e}{\Delta(log\sigma')}\right| \qquad (2.3)$$

2.3.3 Courbe de consolidation :

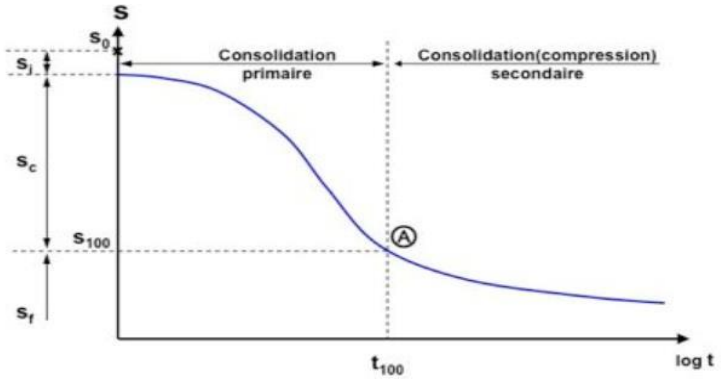


Figure 1.2 : Courbe de consolidation

La courbe de consolidation illustre l'évolution de la déformation d'un échantillon de sol au cours du temps sous l'effet d'une charge constante. Elle met en relation la variation de hauteur (**Δh**) de l'échantillon avec le temps, pour chaque palier de charge appliqué. Cette courbe est fondamentale pour analyser la vitesse et l'ampleur du processus de consolidation d'un sol soumis à une contrainte.

Parmi les paramètres essentiels que l'on peut en extraire, on trouve :

- **Le coefficient de consolidation (Cv)** : Il exprime la rapidité avec laquelle le sol se consolide. Plus ce coefficient est élevé, plus le sol se déforme rapidement sous l'effet du drainage. Il est généralement déterminé à partir de la pente de la courbe lors de la phase de consolidation primaire.

- **La fin de la consolidation primaire** : Cette étape marque la fin de la phase de déformation rapide, correspondant à l'expulsion de la majeure partie de l'eau interstitielle. Sur la courbe, cela se traduit par un net ralentissement de la pente, signalant le début de la **consolidation secondaire**, due à des réarrangements lents des grains solides.

Les courbes de consolidation et de compressibilité sont essentielles pour caractériser le comportement mécanique des sols. Elles permettent d'évaluer la résistance, la stabilité et la capacité de déformation d'un sol soumis à des charges, ce qui est fondamental pour prévoir son comportement en conditions réelles de construction. Ces analyses sont indispensables pour la conception de fondations sûres et durables.

2.4. La consolidation :

Le processus de compressibilité d'un sol n'est pas toujours instantané ; il peut s'étendre sur plusieurs années, voire plusieurs décennies, lorsque la couche compressible est épaisse et faiblement perméable. L'observation de l'évolution du tassement dans le temps permet de distinguer deux phases :

- La consolidation primaire, qui correspond à l'évacuation de l'eau interstitielle sous l'effet de la charge appliquée.
- La consolidation secondaire, qui intervient après la dissipation des surpressions interstitielles et résulte de la réorganisation lente des particules solides du sol.

2.4.1. Consolidation primaire

L'application d'une charge externe sur un sol entraîne l'apparition d'une contrainte supplémentaire, notée σ. Au moment de son application, cette contrainte est entièrement supportée par l'eau interstitielle, engendrant ainsi une surpression interstitielle égale à $u = \sigma$.

Progressivement, sous l'effet de cette surpression, une partie de l'eau s'évacue de la couche compressible du sol par drainage. Ce processus provoque un tassement progressif du sol et une diminution de la surpression interstitielle. La part de la contrainte qui n'est plus portée par l'eau ($\sigma - u$) est alors transférée au squelette solide du sol sous forme de contrainte effective, notée σ', responsable du tassement observé.

Ce mécanisme se poursuit jusqu'à ce que toute la surpression interstitielle soit dissipée. À ce stade, la contrainte totale est intégralement reprise par la structure granulaire du sol

($\sigma' = \sigma$) : le tassement correspondant à la consolidation primaire est alors terminé.

Ce phénomène peut être illustré à l'aide d'un modèle analogique (Figure 2.3), dans lequel :

- L'eau interstitielle est représentée par un liquide contenu dans un cylindre,
- La perméabilité du sol est simulée par un robinet qui contrôle l'écoulement de cette eau.

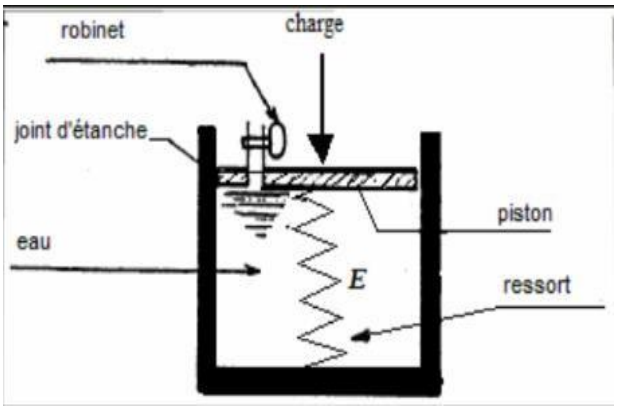


Figure 1.3: Modèle analogique expliquant la consolidation primaire

-Théorie de la consolidation de Terzaghi (1923)

Cette théorie repose sur un modèle rhéologique simplifié du squelette du sol, basé sur l'élasticité linéaire. Ce cadre permet d'obtenir une solution mathématique complète du phénomène. Le modèle analogique évoqué précédemment illustre ce comportement de manière représentative.

-Hypothèse

On considère une couche de sol compressible, d'épaisseur constante notée 2h (ou H), encadrée par deux couches de matériaux poreux à forte perméabilité, tels que le sable ou le gravier. L'ensemble du massif est soumis à une surcharge uniformément répartie, appliquée instantanément, perpendiculairement à la surface, et maintenue constante dans le temps (voir Figure 1.4).

Le problème étant ainsi défini, on voit qu'il s'agit d'un problème de consolidation unidimensionnelle. Les conditions œdométriques sont réalisées (pas de déformation

Latérale, écoulement uniquement vertical) ; on prend pour module d'élasticité du squelette le module œdométrique du sol compressible. On fait les hypotheses

Suivantes:

- Seule la consolidation primaire est étudiée (absence de compression secondaire).
- La couche de sol compressible est homogène.
- Les grains et le fluide sont incompressibles.
- La couche compressible est saturée.
- La loi de Darcy est applicable
- Le coefficient de perméabilité k est constant (bien que e soit variable)
- La loi rhéologique du squelette (grains solides) est l'élasticité linéaire, module Œdométrique E_{ode} constant (bien que e soit variable)

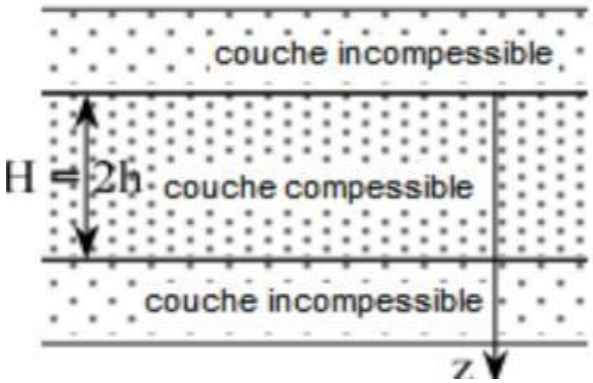


Figure 1.4 : Couche compressible en consolidation

-Détermination expérimentale du coefficient de consolidation C_v :

Le coefficient de consolidation intervient à la fois dans l'équation différentielle de la consolidation et dans la définition du facteur temps. En pratique, ce coefficient dépend de plusieurs paramètres, notamment du taux d'augmentation de la charge et du niveau de la contrainte appliquée, en particulier selon qu'elle dépasse ou non la contrainte de pré consolidation.

D'un point de vue expérimental, la détermination de ce coefficient, noté $C_{v,}$ repose sur la relation suivante :

$$Tv=\frac{Cv.t}{h^2} \qquad (1.4)$$

Où

Tv est le facteur temps,

t le temps écoulé

h la moitié de l'épaisseur drainée de l'échantillon.

Il existe deux méthodes graphiques couramment utilisées pour estimer C_v à partir d'un essai œdométrique classique.

a-Méthode de Taylor

On considère l'espace (S(t), $\sqrt{t}$) . La méthode consiste à déterminer S_{90} et t_{90} correspondant à 90 % de consolidation. Pour cela, on suit les étapes ci-dessous (**Figure 1.5**) :

- On trace la droite D1 tangente à la partie initiale 1 de la courbe S($\sqrt{t}$) avec l'axe S
- L'intersection de la droite D1 avec l'axe S donne S_c ;
- A partir de S_c, on trace une deuxième droite D2 dont les abscisses sont égales à 1,15 fois les abscisses de D1 ;
- L'intersection de la droite D2 avec la courbe S (t) corés) ;
- On applique la formule

$$Cv = \frac{t.h^2}{t_{90}} \qquad (1.5)$$

En utilisant T = 0,848 associés à

U_{moy} = 90%, Hdr = (H dr) moy.

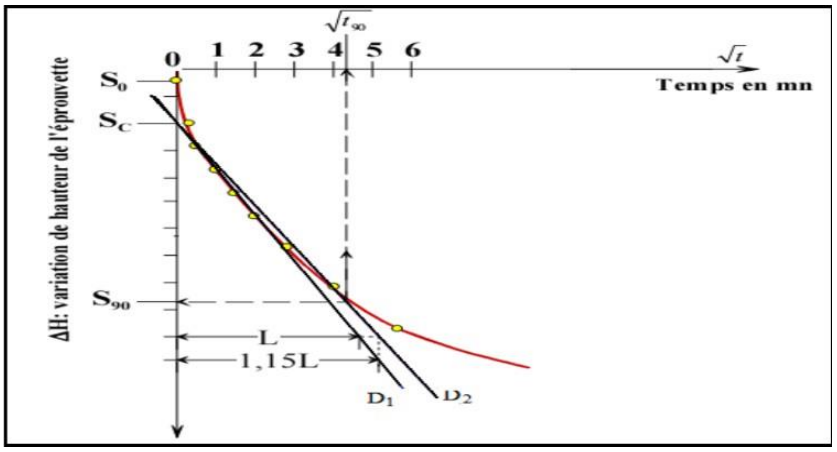


Figure 1.5 : Méthode de Taylor pour le calcul de Cv

b- Methode de Casagrande

On travaille dans le plan (S(t), log(t)), où **S(t)** représente la lecture micrométrique de la variation de hauteur de l'échantillon en fonction du temps **t**. La méthode employée pour déterminer le coefficient de consolidation Cv repose sur la méthode de Cassagnarde, et consiste à identifier les valeurs S_{50} et t_{50}, correspondant à 50 % de la consolidation. Les étapes à suivre sont les suivantes (voir figure 1.5):

- Tracer les deux tangentes aux portions linéaires de la courbe expérimentale dans le plan (S, log(t)) ;
- Déterminer le point d'intersection de ces deux tangentes, noté (t_{100}, S_{100}), correspondant à la fin de la consolidation primaire (**U = 100 %**) ;
- Choisir deux instants t_1 et t_2 tels que $t_2 = 4t_1$, puis relever leurs lectures micrométriques respectives S_1 et S_2 ;
- Calculer la lecture initiale S_0 en projetant verticalement la différence $(S_2 - S_1)$ Au-dessus de S_1 : $S_0 = S_1 - (S_2 - S_1)$;
- Répéter cette opération pour d'autres paires de valeurs (t_2, t_3) afin d'obtenir une estimation plus précise de S_0, par exemple : $S_0 = S_2 - (S_3 - S_2)$;
- Calculer S_{50} par la relation : $S_{50} = (S_{100} - S_0) /2$;
- En reportant S_{50} sur la courbe, déterminer le temps correspondant t_{50} ;

Enfin, calculer le coefficient de consolidation à l'aide de la formule :

$$cv = \frac{0{,}197.\, h^{2}}{t_{50}} \qquad (1.6)$$

Où

h est la moitié de l'épaisseur de la couche de sol (épaisseur de drainage).

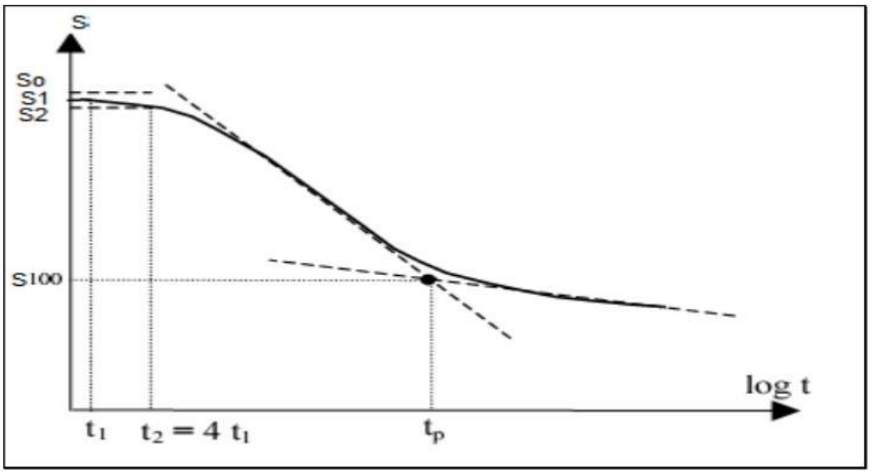


Figure 1.6 Méthode de Cassagnarde pour le calcul de Cv

En général, cette méthode fournit des valeurs du coefficient de consolidation **Cv** légèrement supérieures à celles obtenues par la méthode de Cassagnarde.

2.4.2. La consolidation secondaries

La consolidation secondaire est la compression du sol qui a lieu après la consolidation primaire. Même après la réduction de pression hydrostatique de la compression du sol a lieu au taux lent. Ceci est connu en tant que consolidation secondaire. La consolidation secondaire est provoquée par fluage, comportement visqueux du système de l'argile-eau, compression de matière organique, et d'autres processus. En sable, le règlement provoqué par consolidation secondaire est négligeable, mais en tourbe, il est très significatif. En raison de la consolidation secondaire une partie de l'eau fortement visqueuse entre les points de contact est expulsée

La consolidation secondaire est donnée par la formule

$$S_S = \frac{h_0}{1+e_0} C_a \log\left(\frac{t}{t_{90}}\right) \qquad (1.7)$$

avec :

H_0 : est la taille du milieu de consolidation

e_0 : est l'indice des vides initial

C_a : est l'index secondaire de compression

t : est la durée après la consolidation considérée

t_{90} : est la durée pour réaliser la consolidation de 90%. [9]

3. les tassements des sols

3.1. Definition de tassement:

Les tassements désignent les déformations verticales du sol vers le bas, provoquées par différentes sollicitations. Ils peuvent avoir des effets significatifs sur la stabilité des ouvrages reposant sur ce sol.

Le tassement total d'un sol soumis à une charge se compose de deux phases : le tassement primaire et le tassement secondaire.

3.2. Composantes du tassement :

Le tassement est dû à la compressibilité du sol, c'est à dire au fait qu'il peut diminuer de volume et elle résulte de :

- La compression de l'air dans les pores (l'eau interstitielle supposée incompressible), C'est le tassement instantané**.**

- L'évacuation de l'eau interstitielle qui constitue la cause principale dans l'étude des tassements, le sol saturé subit une diminution de volume correspondant au volume d'eau expulsée. C'est la consolidation primaries.

- La compression du squelette solide, elle correspond à l'assemblage granulaire, les grains s'arrangeant entre eux. C'est la consolidation secondaries [5]

Pour concevoir les fondations d'un ouvrage, il est essentiel de connaître à la fois la quantité totale de tassement que subira le sol et la vitesse à laquelle ce tassement se produira. Le tassement total d'un sol soumis à une charge se divise en deux phases : le tassement primaire et le tassement secondaire. Le tassement primaire comprend deux composantes : le tassement immédiat et le tassement différé, ce dernier étant lié au phénomène de consolidation Ainsi, la formule générale du tassement total s'écrit :

$$St = Sp + Ss = Si + Sc + Ss \qquad (1.8)$$

Où :

S_t est le tassement total,

S_p le tassement primaire,

S_s le tassement secondaire,

S_i le tassement immédiat,

S_c le tassement de consolidation.

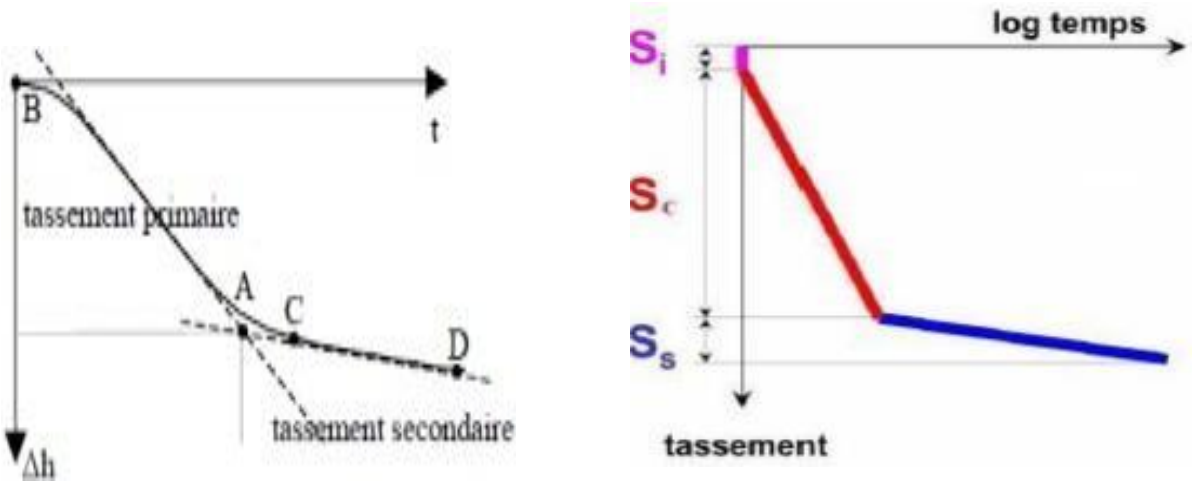


Figure 1.7 Tassement en fonction du temps

En général:

- Le tassement immédiat est estimé à partir de la théorie de l'élasticité.
- Le tassement de consolidation concerne principalement les sols fins à faible perméabilité. Il résulte de l'expulsion progressive de l'eau interstitielle, et sa vitesse dépend directement de la perméabilité du sol. Ce processus peut durer plusieurs mois, années, voire plusieurs décennies
- Le tassement secondaire survient à contrainte effective constante, sans variation de la pression interstitielle. Il est alors considéré comme un phénomène de fluage du sol.

3.3. Le calcul du tassement

Le calcul du tassement d'un sol soumis à un chargement vertical s'effectue en deux étapes :

- **Première étape :** Calcul de l'état de contraintes effectives dans le sol, avant et après l'application de la surcharge. Cette étape repose généralement sur la théorie de l'élasticité, particulièrement adaptée au calcul des contraintes verticales.

- **Deuxième étape :** Calcul des déformations du sol. Deux approches principales sont utilisées :

  - **La méthode du chemin de contraintes**, fondée sur les résultats des essais œdométriques ;
  - **La méthode basée sur la théorie de l'élasticité**, souvent appliquée à partir des données issues des essais pressiométriques.

-En utilisant la figure suivante (figure 1.8), on peut définir le tassement d'une couche de sol comme le quotient du changement d'épaisseur $\Delta \boldsymbol{H}$ ou s sur l'épaisseur initial $\boldsymbol{H}0$:

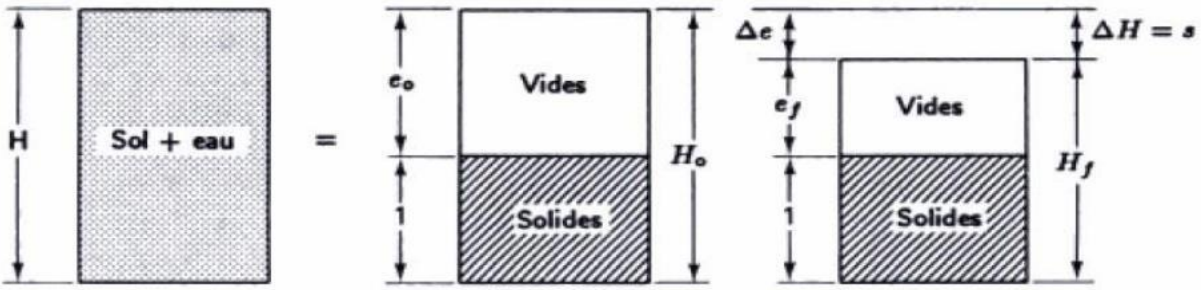


Figure 1.8 : Calcul du tassement à l'aide du diagramme des phases.

$$\frac{\Delta h}{H_0} = \frac{S}{H_0} = \frac{\Delta e}{1+e_0} \qquad (1.9)$$

Si on exprime le tassement s ou ΔH en fonction de l'indice des vides, on obtient :

$$S = \Delta h = \frac{\Delta e}{1+e_0} H_0 \qquad (1.10)$$

On constate que cette équation repose uniquement sur les relations entre les différentes phases du sol, ce qui la rend applicable aussi bien aux sables qu'aux argiles.

Pour calculer le tassement œdométrique d'une couche de sol, il est nécessaire de connaître :

- l'épaisseur initiale de la couche considérée (H_0) ;
- L'état initial du sol (notamment σ'_p) ;
- Les paramètres de compressibilité du sol (C_s, C_c, σ'_p) ;
- La surcharge verticale appliquée ($\Delta\sigma'v$) ;
- la contrainte verticale finale :

$$\Delta\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v \qquad (1.11)$$

3.3.1. Calcul à partir des indices de compression Cc et de gonflement Cs :

- Cas du sol normalement consolidé :

On a donc la relation suivante :

$$\Delta \boldsymbol{e} = \boldsymbol{C_c}\, \Delta(\mathbf{log}\boldsymbol{\sigma'})\, e_0 \qquad (1.12)$$

Or :

$$\Delta \boldsymbol{e} = (\mathbf{1} + \boldsymbol{e0})\, \frac{\Delta \mathbf{h}}{\mathbf{H_0}} \qquad (1.13)$$

Où

$\mathbf{H_0}$ est l'épaisseur initiale de la couche de sol considérée,

$\boldsymbol{e_0}$ L'indice des vides initial ; et

$$\Delta(\mathbf{log}\boldsymbol{\sigma'}) = \log\sigma'_{vf} - \log \sigma'_{v0} \qquad (1.14)$$

Où

$\boldsymbol{\sigma'_{v0}}$ Est la contrainte subie par le sol avant application de la surcharge,

σ'_{vf} La contrainte après application de la surcharge.

Puisque le sol est normalement consolidé $\boldsymbol{\sigma'_{v0}} = \sigma'_{p}$ et après consolidation

$$\Delta\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \sigma'_{v} \qquad (1.15)$$

Le tassement de la couche de sol est donc défini par la relation :

$$S = \Delta h = \frac{Cc}{1+e_0}\, log\, \left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_{v}}{\sigma'_{v0}}\right) H_0 \qquad (1.16)$$

On obtient ainsi la relation suivante :

$$\Delta \boldsymbol{e} = \boldsymbol{Cc}\, \Delta(\mathbf{log}\boldsymbol{\sigma'})\, e_0 \qquad (1.17)$$

Par ailleurs, on a :

$$\Delta \boldsymbol{e} = (\mathbf{1} + \mathbf{e_0})\, \frac{\Delta_h}{H_0} \qquad (1.18)$$

Où

$\boldsymbol{H_0}$ est l'épaisseur initiale de la couche de sol considérée,

$\boldsymbol{E_0}$ l'indice des vides initial.

Le terme Δ (log σ′) est défini par :

$$\Delta(\log\sigma') = log\sigma'_{vf} - log\,\sigma'_{v0} \qquad (1.19)$$

Où

σ'_{v0} est la contrainte effective initiale (avant surcharge),

σ'_{vf} est la contrainte effective finale (après surcharge).

Dans le cas d'un sol normalement consolidé, on a$\sigma'_{v0} = \sigma'_p$ (contrainte de pré consolidation), et :

$$\Delta\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \sigma'_v \qquad (1.20)$$

Le tassement S de la couche de sol est donc donné par la formule :

$$S = \Delta h = \frac{C_c}{1+e_0} log\left(\frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right) H_0 \qquad (1.21)$$

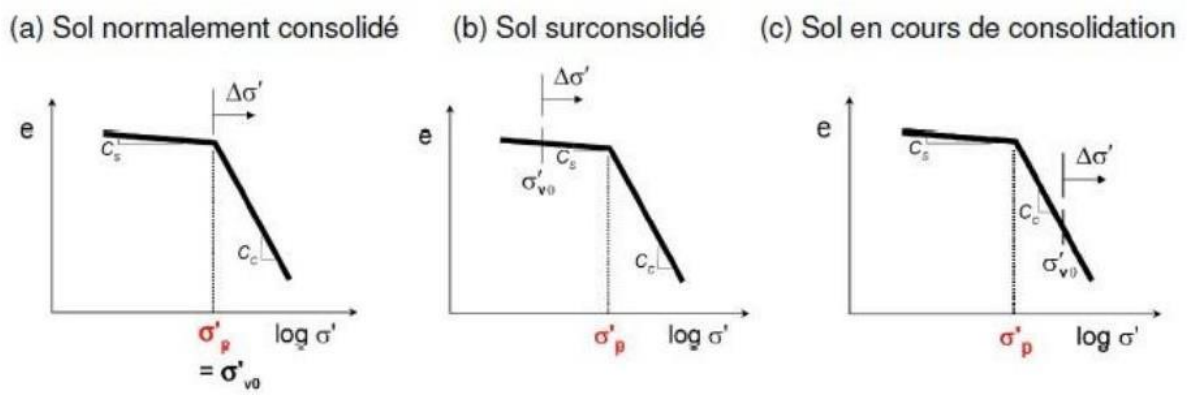


Figure 1.9 : Classification des sols en fonction de $\sigma'P$

-Cas du sol sur consolidé :

Étant donné que le sol est sur consolidé, la contrainte verticale effective actuelle (σ′v0) est inférieure à la pression de pré consolidation (σ′P), ce qui signifie que le sol a déjà été soumis à des contraintes plus élevées par le passé.

$$\Delta\sigma'_{vf} = \sigma'_{v0} + \Delta\sigma'_v \qquad (1.22)$$

Le tassement de la couche de sol est donc exprimé à l'aide de la relation suivante:

$$S=\Delta h=\frac{Cc}{1+e_0} log\left(\frac{\sigma'_{v0}+\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right) H_0+\frac{Cs}{1+e_0} log\left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}}\right) H_0 \qquad (1.23)$$

Lorsque $\Delta\sigma'_{vf} = \boldsymbol{\sigma'_{v0}} + \Delta\sigma'_{v.} < \boldsymbol{\sigma'_p}$ le tassement est donné par la relation :

$$S=\Delta h=\frac{Cs}{1+e_0} log\left(\frac{\sigma'_{v0}+\Delta\sigma'_v}{\sigma'_{v0}}\right) H_0 \qquad (1.24)$$

3.3.2. Calcul à partir du module œdométrique E_{oed} :

Le module œdométrique sécant sur un intervalle de contrainte N1 (σ'_{v0}, e_0) et N2 (σ'_{vf} , e_1) est définit par :

Le module œdométrique sécant, déterminé sur l'intervalle de contraintes allant de N1 (σ'_{v0}, e_0) et N2 (σ'_{vf}, e_1), est défini par la relation suivante :

$$E_{oed} = \frac{\Delta\sigma'_v}{\frac{\Delta h}{H_0}} = \frac{\Delta\sigma'_v}{\Delta e}(1+e)_0 \text{ en } \textbf{(kPa)} \ (1.25)$$

Étant donné que E_{oed} et $\boldsymbol{\Delta\sigma'_v}$ varient avec la profondeur, le sol est subdivisé en *n* tranches horizontales successives d'épaisseur Hi, suffisamment fines pour que chaque tranche puisse être considérée comme homogène, c'est-à-dire présentant un même module œdométrique et une même variation de contrainte verticale. En pratique, une épaisseur de l'ordre de B/2 peut être adoptée. Les valeurs de E_{oed} et de $\boldsymbol{\Delta\sigma'_v}$sont alors évaluées au centre de chaque tranche. Le tassement total s'obtient ensuite par la somme des tassements partiels de chaque tranche, selon la relation suivante :

$$\Delta h=\sum_{i=1}^{n} \frac{(\Delta\sigma'_v)i}{(E_{oed})i} Hi \qquad (1.26)$$

Dans le cas d'un sol normalement consolidé, le module œdométrique peut être exprimé en fonction de l'indice de compression Cc selon la relation suivante :

$$E_{oed} = \frac{(1+e_0)}{Cc} \frac{\sigma'_{vf}+\sigma'_{v0}}{log\left(\frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{v0}}\right)} \qquad (1.27)$$

3.4. Evolution du tassement en fonction du temps :

Comme nous l'avons vu précédemment, le tassement total dû à la consolidation primaire peut être calculé. Toutefois, l'expérience montre que le sol continue de se tasser même après la fin de cette consolidation primaire. Cette phase supplémentaire est appelée **consolidation**

secondaire. Elle résulte principalement de réarrangements progressifs dans la structure granulaire du sol.

3.4.1. Degré de consolidation:

Le degré de consolidation, noté **U**, correspond au rapport entre l'augmentation moyenne de la contrainte effective à un instant donné *t* et l'augmentation totale de la contrainte effective à la fin du processus. Il s'agit d'un nombre sans dimension, défini par la relation suivante :

$$U=\frac{\Delta\sigma' t}{\Delta\sigma'_{\infty}}\times 100(\%) \qquad (1.28)$$

Ou:

- $\Delta\boldsymbol{\sigma'}_{\infty}$ est l'accroissement de la contrainte effective en fin de consolidation
- $\Delta\boldsymbol{\sigma'}_{\boldsymbol{t}}$ est l'accroissement de la contrainte effective au bout d'un temps **t**

De la même manière, le degré de consolidation peut aussi être exprimé comme le rapport entre le tassement observé à temps *t*, noté ΔH_t, et le tassement final une fois la consolidation, noté ΔH_{∞}.

$$U=\frac{\Delta Ht}{\Delta H_{\infty}}=\frac{St}{S_{\infty}}\times 100(\%) \qquad (1.29)$$

Soient :

- $\Delta\boldsymbol{H}\infty$ ou $\boldsymbol{s}\infty$ le tassement primaire final
- $\Delta\boldsymbol{Ht}$ ou $\boldsymbol{st}$ le tassement obtenu au bout d'un temps t

3.4.2. Théorie de la consolidation de Terzaghi :

- Cas d'une couche drainée d'une face :

Hypothèses :

- La couche du sol compressible est homogène isotrope et saturée.
- L'écoulement est unidirectional.

- La loi de Darcy est applicable.

- Le coefficient de perméabilité k est constant dans la couche compressible.

- Le milieu est infini dans le sens horizontal.

- La surcharge provoquant la consolidation est uniforme et appliquée instantanément.

L'étude théorique concernant l'évolution du tassement en fonction du temps fait intervenir un paramètre sans dimension qu'on désigne par facteur temps **TV**. Il est défini par la relation :

$$T_V = \frac{CV}{H^2} \times t \qquad (1.30)$$

Où

$$T = \frac{T_V \times H^2}{C_V} \qquad (1.31)$$

Où :

H : épaisseur de l'échantillon

T : temps réel

CV : coefficient de consolidation, donné par la relation :

$$C_V = \frac{k \times E_{oed}}{\gamma_w} \quad (cm^2/s) \qquad (1.32)$$

K : coefficient de perméabilité du sol

γ_w : poids volumique de l'eau

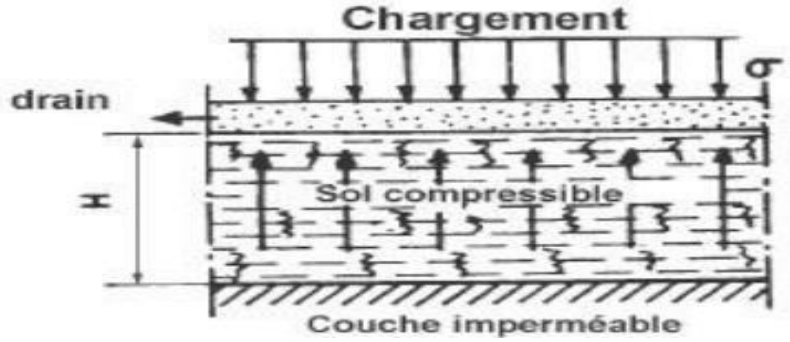


Figure 1.10 : Couche drainée d'un seul côté

Il y a une relation directe entre le degré de consolidation U et le facteur de temps Tv. Un tableau permet d'établir le taux de consolidation, et ainsi le pourcentage de tassement qui a eu lieu au fil du temps. Le coefficient de consolidation Cv est déterminé en laboratoire par l 'aide d'un essai œdométrique.

Tableau 1.1: des valeurs de U et du temps Tv associé

U	Tv	U	Tv
10	0,008	60	0,287
20	0,031	70	0,403
30	0,071	80	0,567
40	0,126	90	0,848
50	0,197	100	∞

-Cas d'une couche drainée par les deux faces :

Soit H l'épaisseur de la couche. La figure 1.11 montre la direction de l'écoulement vers les drains lors du processus de consolidation. Par symétrie, la situation peut être considérée comme celle illustrée sur la figure 1.11, mais avec une épaisseur réduite à H/2.

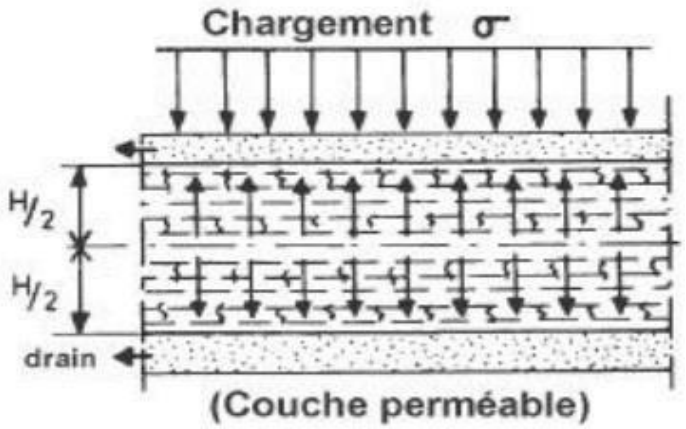


Figure 1.11 : Couche drainée sur les deux faces

La moitié supérieure de la couche compressible s'écoule vers le drain situé en haut, tandis que l'autre moitié s'évacue par le drain situé en bas. Par conséquent, les formules s'appliqueront en tenant compte de cette répartition [6] :

$$T_V = \frac{4C_V}{H^2} \times t \quad (1.33)$$

Où

$$t = \frac{T_V \times H^2}{4C_V} \quad (1.34)$$

4. L ’essai œdométrique :

4.1. Définition

L’essai œdométrique est un test de laboratoire utilisé en géotechnique pour étudier la compressibilité verticale des sols fins saturés. Il permet de mesurer le tassement d’un échantillon de sol soumis à une charge verticale constante et confinée latéralement. [13]

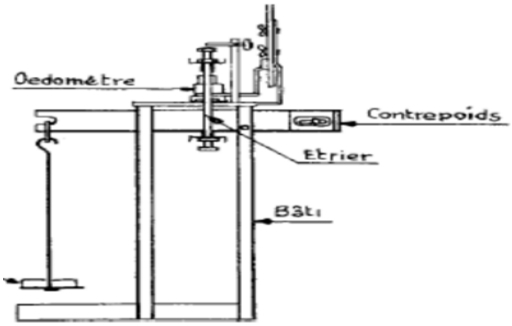


Figure 1.12: l’appareille d’Œdomètre

4.2. Dispositif experimental:

L'œdomètre est un appareil utilisé pour effectuer des compressions verticales, tout en empêchant les déformations horizontales grâce à une bague rigide en métal.

Il se compose de deux parties principales :

- **La cellule** : Comme illustré sur la figure 1.13, elle contient l’échantillon de sol à étudier, de forme cylindrique avec une section S et une hauteur initiale h_0. Cet échantillon est placé entre deux pierres poreuses saturées, à l’intérieur d’une bague dont le diamètre intérieur correspond à celui de l’échantillon.
- **Le bâti de chargement** : Il permet d’exercer une force Q sur le piston, qui repose sur la pierre poreuse supérieure, et de maintenir cette force constante pendant une durée déterminée. [14]

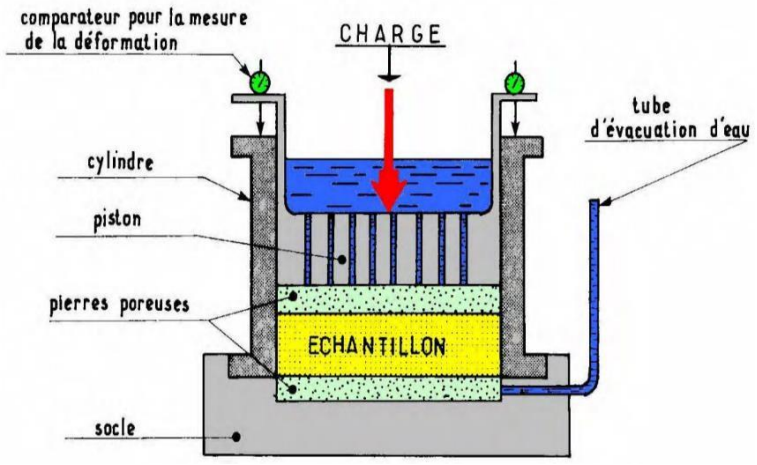


Figure 1.13 : Représentation schématique d'une cellule œdométrique

4.3. Principe de l'essai

- Échantillon : Un cylindre de sol intact, généralement de 50 à 70 mm de diamètre et 20 mm de hauteur, est placé dans une cellule rigide.

- Confinement : L'échantillon est soumis à une charge verticale croissante, tout en étant confiné latéralement pour empêcher toute déformation horizontale.

- Drainage : Le sol est drainé en haut et en bas à l'aide de pierres poreuses, permettant ainsi un drainage unidimensionnel.

- Mesure : Les variations de hauteur de l'échantillon sont mesurées à l'aide d'un comparateur, permettant de suivre l'évolution du tassement au cours du temps [14]

4.4. Principaux inconvénients de l'essai œdométrique :

- **Hypotheses de deformation unidimensionelle**

L'essai suppose que la déformation est uniquement verticale (aucun déplacement latéral), ce qui ne représente pas la réalité in situ où les sols se déforment en trois dimensions.

- **Confinement rigide**

L'anneau rigide de l'œdomètre empêche toute expansion horizontale du sol, ce qui peut surestimer la rigidité du sol par rapport aux conditions naturelles.

- **Echelle de l'échantillon**

L'échantillon est de petite taille (généralement 70 mm de diamètre et 20 mm d'épaisseur), ce qui peut ne pas être représentatif des hétérogénéités du sol sur le terrain.

- **Perturbation de l'échantillon**

La préparation de l'échantillon (extraction, découpe) peut perturber sa structure, surtout pour les sols sensibles ou non cohérents, faussant les résultats.

- **Conditions de drainage idéales**

Le drainage vertical est supposé parfait à travers les deux faces poreuses. En réalité, un drainage imparfait peut affecter la mesure de consolidation.

- **Durée de l'essai**

Les essais peuvent être très longs pour des sols à faible perméabilité (argiles), ce qui ralentit les études de sols.

- **Modèle de comportement simplifié**

L'essai œdométrique ne permet pas d'observer des comportements complexes du sol comme le cisaillement, l'anisotropie ou les phénomènes de fluage.

- **Utilisation limitée aux charges verticales**

Il n'est pas possible de simuler des sollicitations multiaxiales ou de mesurer la résistance au cisaillement directement.

4.5. Les courbes obtenues à partir de l'essai :

- **Courbe e – log σ'** (indice des vides vs. Contrainte effective)

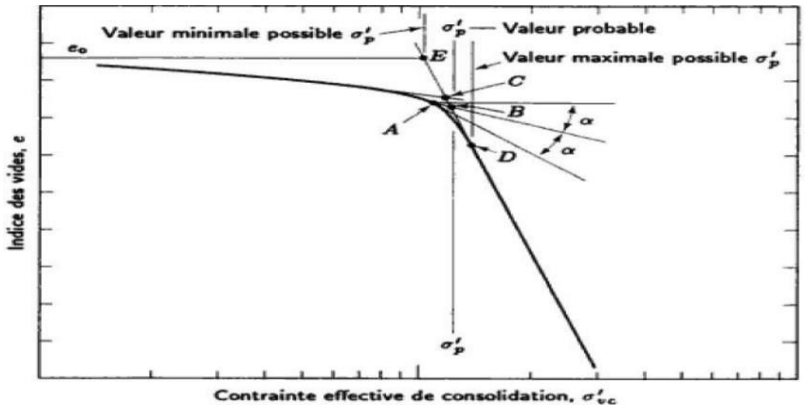


Figure 1.14 : Courbe e – log σ'

Utilité :

Permet de déterminer :

- L'indice de compression C_c (pente dans la zone normalement consolidée)
- L'indice de recompressions C_r (pente dans la zone sur consolidée)
- La pression de pré consolidation σ'_p

- **Courbe ΔH – t** ou **Tassement – Temps**

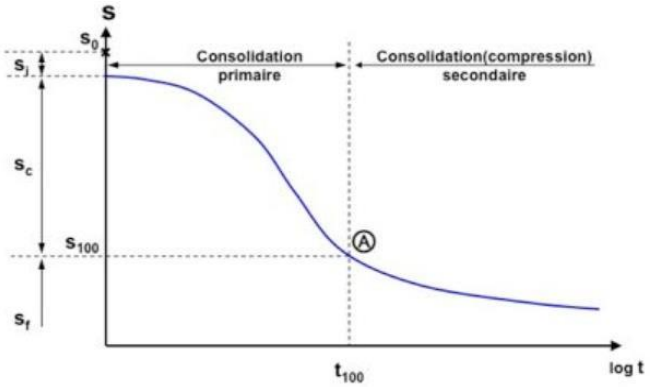


Figure 1.15 : Courbe ΔH – t ou Tassement – Temps

Utilité :

Permet d'étudier la cinétique de consolidation. On peut extraire :

- Le coefficient de consolidation C_v
- Le temps nécessaire pour atteindre un certain degré de consolidation U

On utilise parfois une transformation en échelle semi-log (log t) ou racine de t (√t) pour faciliter l'analyse

- **Courbe U– Tv** (Degré de consolidation vs facteur temps)

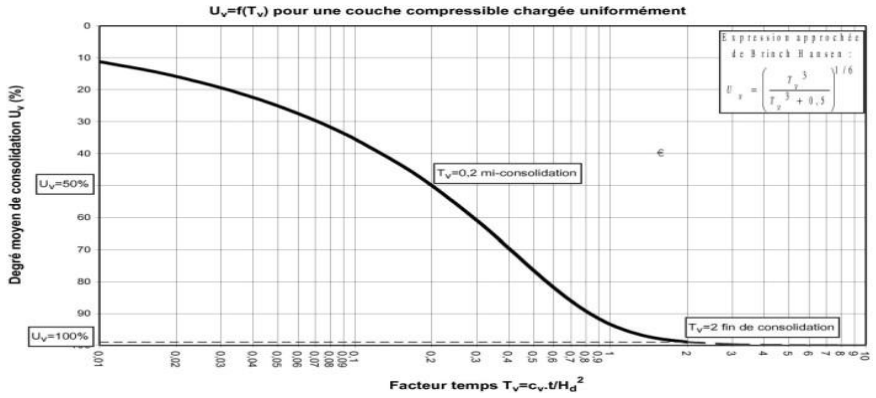


Figure 1.16 : Courbe U– Tv

- Représente la **théorie de Terzaghi**

- Permet de relier le **degré de consolidation U** au **facteur de temps Tv** et ainsi calculer le temps nécessaire pour atteindre un certain niveau de tassement.

4.6. Paramètres obtenus à partir de l'essai œdométrique :

Tableau 1.2 : Paramètres obtenus à partir de l'essai œdométrique

Paramètre	Symbole	Utilité principale
Indice des vides initial	e_0	Calculs de tassement
Indice de compression	C_c	Compressibilité (NC)
Indice de recompressions	C_r	Compressibilité (OC)
Pression de pré consolidation	σ'_P	Historique des charges
Coefficient de consolidation	C_v	Vitesse de tassement
Courbe e−log σ′	—	Détermination graphique
Perméabilité (optionnel)	K	Drainage du sol

4.6.1 Indice de compression Cc :

L'indice de compression Cc correspond à la pente de la portion CD de la courbe de compressibilité œdométrique, et se définit ainsi :

$$Cc=\left|\frac{\Delta e}{\Delta(log\sigma')}\right| \qquad (1.35)$$

Pour $\sigma'_{v0} \geq \sigma'_p$

On peut classer un sol selon son indice de compression Cc de la manière suivante :

- Peu compressible si **Cc < 0, 2**
- Compressible si **0,2 < Cc < 0,7**
- Très compressible si **0,7 < Cc.**

Lorsqu'il n'y a pas d'essai œdométrique réalisé, Skempton a proposé une relation empirique, valable dans le cas des argiles normalement consolidées :

$$Cc = 0{,}009\ (W_L - 10) \qquad (1.36)$$

Où

$\boldsymbol{W_L}$ Est la teneur en eau à la limite de liquidité exprimée en pour-cent. [5]

4.6.2 Indice de gonflement (de re compression) Cs :

On appelle indice de gonflement Cs la pente de la partie AB de la courbe de compressibilité œdométrique, soit :

$$Cs=\left|\frac{\Delta e}{\Delta(\log\sigma')}\right| \qquad (1.37)$$

Pour $\sigma'_{v0} < \sigma'_p$

On définit le degré de sur consolidation OCR (Over Consolidation Ratio) comme suit :

$$OCR=\frac{\sigma_p}{\sigma_{v0}} \qquad (1.38)$$

Un sol est dit :

- Sur consolidé si **OCR > 1**
- Normalement consolidé si **OCR =1**
- Sous-Consolidé si **OCR < 1**

4.6.3. Contrainte effective de pré consolidation σ'_p :

La contrainte effective de pré consolidation correspond à la plus grande contrainte effective que le sol a supportée au cours de son histoire. La méthode la plus simple pour déterminer cette pression, notée σ'_p, consiste à prolonger les deux segments linéaires de la courbe de consolidation jusqu'à leur intersection. Ce point d'intersection, appelé point C sur la figure 2.14, représente la contrainte de pré consolidation la plus probable.[14]

4.6.4. Différents états initiaux du sol :

Avant de réaliser une construction, il est essentiel de connaître l'état initial du sol. Cet état dépend de son histoire géologique ainsi que, plus récemment, des charges appliquées par l'homme. Pour l'évaluer, on calcule d'une part la contrainte verticale effective actuelle σ'_{v0} à une profondeur donnée z, et d'autre part la contrainte de pré consolidation σ'_p.Selon les valeurs relatives de σ'_{v0} et σ'_p,trois situations peuvent se présenter :

1. Sol normalement consolidé lorsque $\sigma'_{v0}= \sigma'_p$ (Le sol a seulement été consolidé par le poids des couches supérieures actuellement présentes).

2. Sol sur consolidé lorsque $\sigma'_{v0}< \sigma'_p$ (Le sol a été soumis dans le passé à une pression de pré consolidation plus importante que le poids des couches supérieures maintenant présentes sur le terrain).

3. Sol sous-consolidé lorsque $\sigma'_{v0}>\sigma'_p$ (ces sols sont en cours de consolidation sous

L'effet de son propre poids (remblais récents, mal ou non compactés, vases etc.). Ce sont des sols généralement inconstructibles, ils continuent à se déformer même en l'absence de surcharge.)

4.6.5. Module œdométrique Eoed :

$$E_{oed} = E' = 1/mv = \Delta\sigma' / \frac{\Delta h}{h} = (1 + e_0) \frac{\Delta\sigma'}{\Delta e} \text{ (en (kPa))} \qquad (1.39)$$

Le module œdométrique est aussi appelé le module tangent. On peut le déterminer d'après les essais œdométriques ou triaxiaux en traçant la relation effort-déformation.

Pour un incrément de charge $\Delta\sigma$ à partir de l'état (σ, e), on peut utiliser l'expression :

Le module œdométrique, également appelé module tangent, peut être déterminé à partir des essais œdométriques ou triaxiaux en traçant la courbe reliant l'effort à la déformation.

Pour un incrément de charge Δσ appliqué à partir de l'état initial (σ, e) on peut utiliser l'expression suivante :

$$E' = \frac{1+e}{Cc} \frac{\Delta\sigma}{\log\left(1+\frac{\Delta\sigma}{\sigma}\right)} \qquad (1.40)$$

Le module œdométrique E′ n'est pas une constante ; il varie en fonction de la contrainte appliquée σ ainsi que de l'incrément de charge Δσ.

4.6.6. Coefficient de changement de volume

Ou le coefficient de compressibilité volumétrique il est l'inverse du module œdométrique :

$$mv = \frac{\Delta h}{h} / \Delta\sigma' \qquad (1.41)$$

CHAPITRE II : MODELE DE REFERENCE

1. Introduction :

Le fichier « Formules pour le calcul du tassement des sols compressibles par la méthode œdométrique » est un article technique rédigé par O. Combarieu, ingénieur spécialisé en géotechnique. Il fournit un ensemble d'expressions analytiques simples pour estimer le tasse

ment des sols compressibles à partir d'essais œdométrique, avec des applications concrètes notamment en amélioration des sols (inclusions rigides, rabattement de nappe, etc.).

2. Objectif de l'article :

L'article propose des formules simplifiées et pratiques pour calculer le tassement de couches de sols compressibles, à partir des essais œdométriques classiques. Il traite aussi de cas plus complexes comme les effets de la nappe phréatique et les renforcements de sol.

3. Analyse de cas géotechniques représentatifs :

Plusieurs cas géotechniques sont analysés :

3.1. Couche de sol normalement consolidée, surchargée q :

Sol saturé subissant une surcharge uniforme.

Le compactage du niveau élémentaire d'épaisseur dz est exprimé par :

$$\frac{ds(z)}{kdz} = \ln\frac{q+\Upsilon' z}{\Upsilon' z} \qquad (2.1)$$

Après intégration et en posant **u = q/ ϒ 'H,** cela peut être présenté de manière simplifiée :

$$\frac{s(H)}{KH} = \frac{(1+u)^{1+u}}{U^{u}} = L(u,0) \qquad (2.2)$$

Lorsque H est fixe, une valeur moyenne pour le terme $\Upsilon' z$ est souvent choisie, fournissant une valeur inférieure à s(H). Cela est souvent négligé dans les proportions variables.

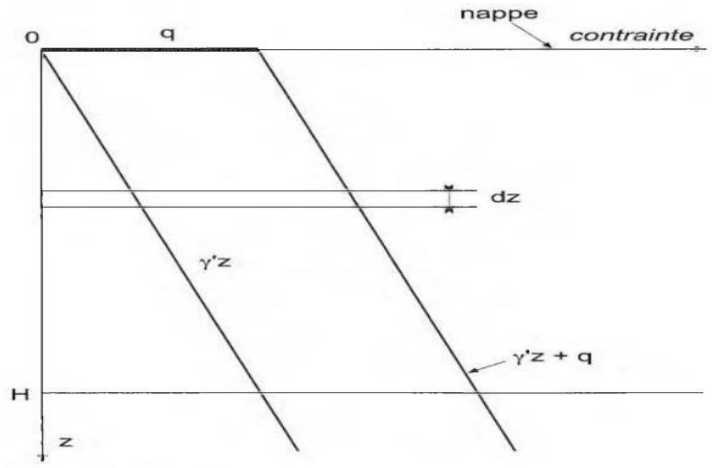


Figure 2.1: Sol normalement consolidé, surchargé par q.

3.2. Couche de sol normalement consolidée, chargée en tête σ'0 et surchargée sous q :

Sol avec une contrainte préexistante à laquelle on ajoute une surcharge.

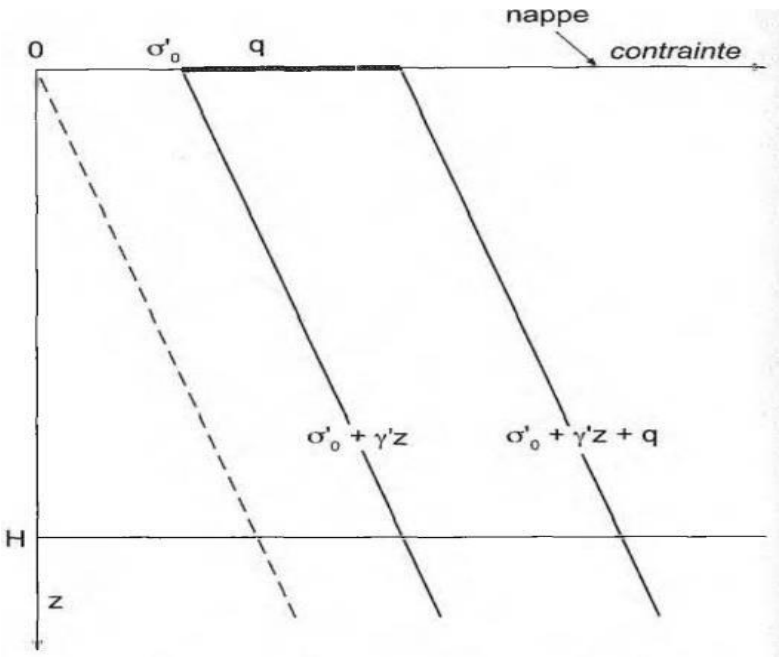


Figure 2.2 : sol normalement consolidée chargée et surchargée par q.

3.3. Couche sur consolidée, chargée en tête et surchargée sous q :

Cas d'un sol ayant subi des surcharges passées, aujourd'hui disparues.

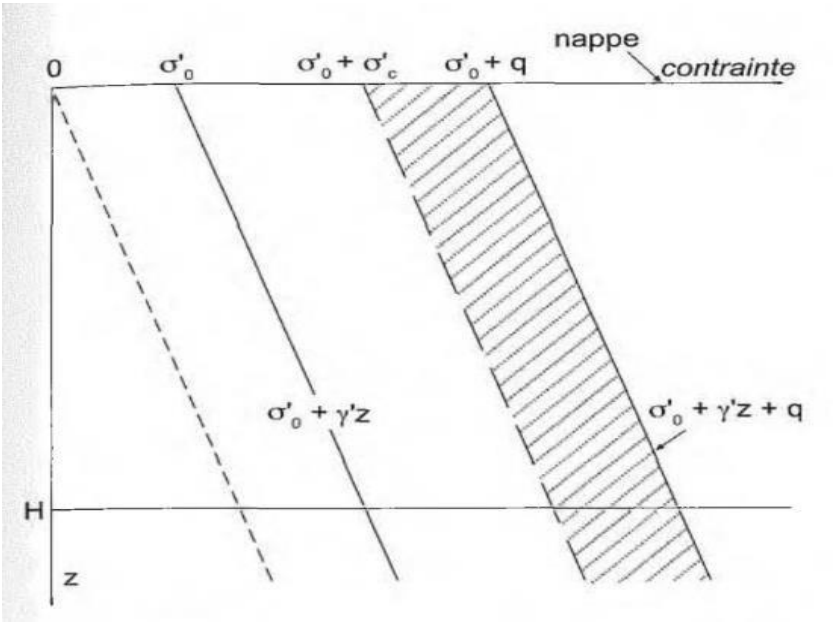


Figure 2.3 : Sol sur consolidé, chargé et surchargé par q

3.4. Sol normalement consolidé avec rabattement de nappe

Influence d'une baisse temporaire du niveau de la nappe phréatique.

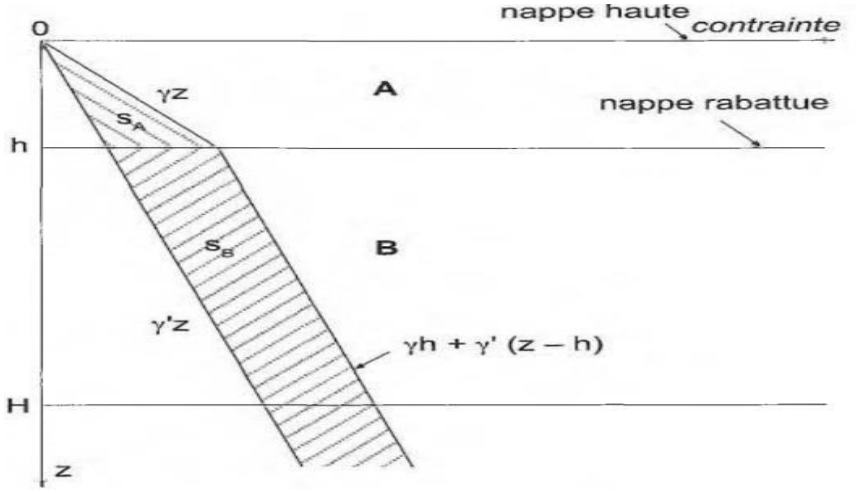


Figure 2.4: Sol normalement consolidé et saturé, avec rabattement.

3.5. Sol normalement consolidé, chargé, avec rabattement de nappe :

Combinaison entre charge appliquée et baisse de la nappe.

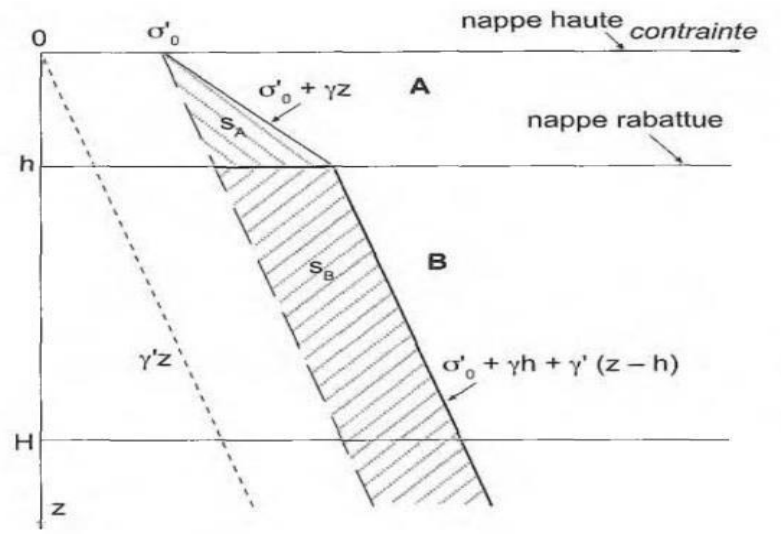


Figure 2.5: sol saturé normalement consolidé, chargé, avec rabattement.

3.6. Cas avec variations périodiques de la nappe sur une couche compressible :

Effet des fluctuations répétées de la nappe sur le tassement.

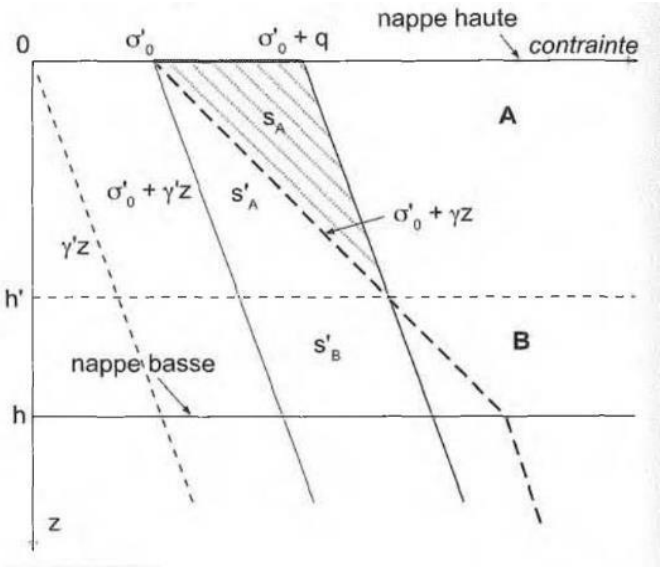


Figure 2.6: Sol saturé chargé, avec baisse périodique de la nappe, et surchargé

4. Modèle de référence (application analytique) :

4.1. Couche de sol :

Le sol est modélisé comme une couche homogène d'épaisseur **H** égale à **5m**, normalement consolidée ou sur consolidée.

Données du sol :

- Épaisseur du sol compressible : **H = 5 m**
- Indice de compressibilité : Cc/(1+e0)=0,16
- Indice de gonflement : Cs/(1+e0)=0,02
- Poids volumique déjaugé : $\gamma' = 8\ kN/m^3$
- La nappe phréatique est en surface

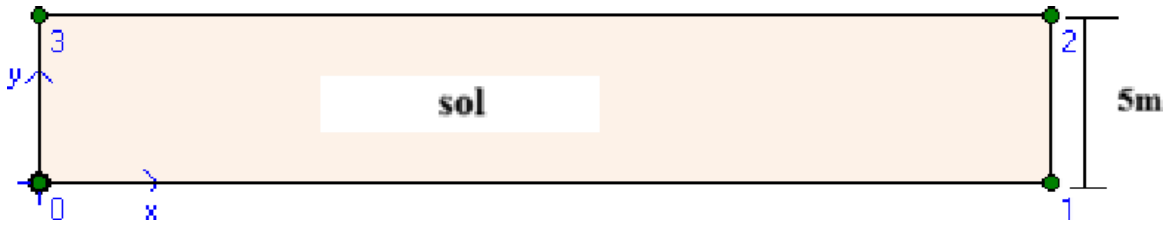


Figure 2.7 : Couche de sol

4.2. Les charges :

Dans l'exemple étudié, la charge appliquée au sol compressible résulte de la mise en place de remblais de hauteur 1,5 m et 5 m, respectivement. Ces remblais sont constitués de matériaux d'une densité moyenne de $\gamma = 20\ kN/m^3 = 20$, ce qui conduit à des surcharges verticales uniformes évaluées à **q=30 (kPa)** pour **le premier remblai**, et **q=100 (kPa)** pour **le second**. Ces charges sont supposées s'appliquer à la surface du sol de manière uniforme et sur une grande emprise, respectant ainsi les conditions idéales d'un chargement œdométrique. Elles sont utilisées dans le calcul du tassement par la méthode œdométrique à travers le paramètre adimensionnel $u = q/(\gamma' \cdot H)$ avec $\gamma' = 8\ kN/m^3$ le poids volumique déjaugé du sol et H=5 m, l'épaisseur de la couche compressible. Ce traitement permet une estimation rigoureuse du tassement primaire sous les effets de la surcharge.

-Calcul des surcharges q :

$$q = \Upsilon' \cdot h$$

Tableau 1.2: Paramètres géotechniques des remblais soumis à surcharge

La hâteur de remblais (m)	densité (KN/m^3)	Surcharge q (KN/m^2)
1,5	20	30
5	20	100

4.3. Les conditions aux limites :

Dans cet exemple, on étudie le tassement d'un sol compressible de 5 m d'épaisseur, soumis à des surcharges induites par des remblais de 1,5 m et 5 m. Le calcul repose sur la méthode œdométrique, donc les conditions aux limites suivantes s'appliquent :

- **Déformation unidimensionnelle (condition œdométrique typique)**

- Le tassement s'effectue uniquement selon l'axe vertical.
- Aucun déplacement latéral n'est autorisé (condition $\varepsilon_h=0$).
- Cela suppose que le sol est confiné latéralement, comme dans une cellule œdométrique réelle

5. calcul le tassement :

Tableau 2.2 : les résultats analytiques de tassement

Situation	Surcharge q ((kPa))	Tassement calculé
Remblai 1,5 m	30	32 cm
Remblai 5 m	100	63cm
Rabattement de nappe (1 m)	Effet interne	83 cm

CHAPITRE III : MODELISATION ET VALIDATION NUMERIQUE

1. Introduction :

Parmi les essais de laboratoire les plus utilisés, l'essai œdométrique permet d'évaluer la compressibilité des sols fins saturés en simulant les conditions de chargement vertical sans déformation latérale. Ce test fournit des paramètres cruciaux tels que le module œdométrique et la pression de pré consolidation, indispensables à la modélisation du tassement. Dans ce chapitre, nous présentons la modélisation du comportement d'un sol compressible à l'aide du logiciel Plaxis 2D. Après avoir défini la géométrie, les matériaux et les conditions aux limites, une série de simulations numériques est réalisée afin de comparer les résultats obtenus avec les prédictions analytiques, notamment la méthode de Combarieu. L'objectif est de valider la pertinence du modèle numérique et de mieux comprendre l'influence des paramètres de sol et des conditions aux limites sur les résultats obtenus.

2. Présentation du modèle :

Dans nous modélisation il y'a deux modèle :

1- modèle avec condition aux limite œdométrique (fixation horizontale)

2- modèle libre (sans fixation horizontale)

2.1. Le premier modèle :

- **La géométrie :**

On considère un sol compressible d'épaisseur H = 5 m, de caractéristiques suivantes

$Cc / (1 + e_0) = 0{,}16$;

$Cs / (1 + e_0) = 0{,}02$;

$\Upsilon' = 8 kN/m$

La nappe est en surface et baisse en période d'étiage de h = 1 m.

Deux projets conduisent à prévoir des remblais d'épaisseur

h = 1,5 m et 5 m respectivement, de poids volumique 20 kN/m^3, avec des impératifs de tassement très faibles.[1]

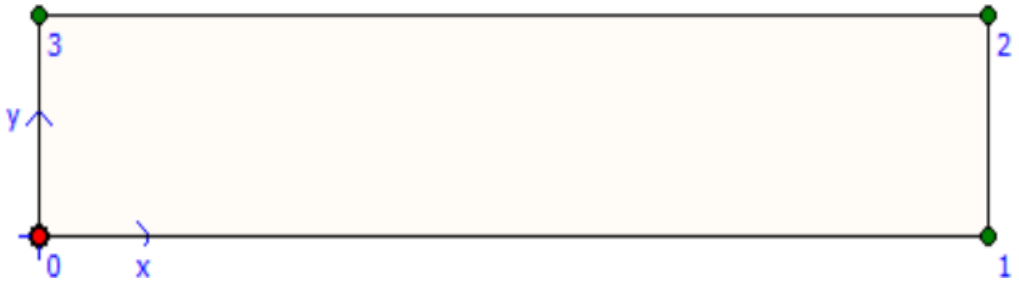


Figure 3 .1 : modèle géométrie

- **Condition aux limites :**

Condition aux limite standards (coefficient de poisson = 0)

Pour trouver des résultats plus précis. Le déplacement à la base est bloqué selon la direction x (u = ux = 0) et la direction verticale y le mode est libre (uy ≠0), ce qui explique que les déformations latérales sont nulles.



Figure 3.2 : Conditions aux limites standards

- **Matériaux** :

-Le modèle :

Le modèle élastique linéaire dans Plaxis 2D v8.2 est l'un des modèles de sol les plus simples. Il repose sur l'hypothèse que le matériau se comporte de manière élastique et linéaire, ce qui signifie :

- Déformations proportionnelles aux contraintes (relation de Hooke),
- Pas de rupture ou de plastification (aucun critère de rupture),
- Pas d'évolution des propriétés du sol avec le temps ou la charge,
- Utilisé surtout pour des analyses préliminaires ou pour comparer avec des modèles plus complexes.

-coefficient de Poisson

La valeur du coefficient de Poisson (ν) pour les sols compressibles dépend du type de sol, de son état de compactage et de sa saturation.

Tableau3. 1 : Coefficient de Poisson pour différents sols compressibles

Type de sol compressible	Coefficient de Poisson (ν\nu)
Argiles molles à saturées	0,45 – 0,50
Argiles peu plastiques ou remaniées	0,35 – 0,45
Limons compressibles	0,30 – 0,45
Tourbes (très compressibles)	0,45 – 0,50

- Pour les sols saturés, ν peut s'approcher de 0,5, ce qui reflète un comportement quasi incompressible à court terme (drainage empêché).
- Pour les analyses à long terme (consolidation), ν\nu peut être plus faible (0,3–0,4).
- Dans la modélisation numérique (ex. Plaxis), il est courant de fixer ν=0,49 pour représenter un sol saturé en phase non drainée.

-Le module œdométrique : E_{oed}

Pour déterminer le module œdométrique E_{oed} à partir des coefficients de compressibilité C_c (compression) et C_s (recompressions ou déchargement), on peut utiliser une approche basée sur la relation entre les variations de contraintes et les déformations verticales dans un essai œdométrique.

- **Formule de base du module œdométrique :**

Le module œdométrique E est défini comme :

$$E=\frac{\Delta\sigma}{\Delta s} \quad (3.1)$$

Ou :

Δσ : variation de contrainte verticale (en (kPa))

Δε : variation de déformation verticale (sans dimension)

- **Lien avec Cs et Cs1**

Le coefficients Cc et Cs interviennent dans la relation entre la variation de la hauteur de l'échantillon et le logarithme de la contrainte verticale :

$$\boldsymbol{\varepsilon}=\frac{\Delta e}{1+e_0} \qquad (3.2)$$

Et

$$\Delta e = -Cc.log_{10}\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right) \qquad \text{(chargement)} \qquad (3.3)$$

Ou

$$\Delta e = -Cs.\log 10\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1}\right) \qquad \text{(déchargement)} \qquad (3.4)$$

Ou :

e_0 est l'indice des vides initial

σ_1 , σ_2 :contraintes initiales et finale

- **formule approchée du module œdométrique :**

Une formule approchée pour calculer E est :

$$E=\frac{1+e0}{C.\ln(10)}.\sigma \qquad (3.5)$$

Ou

C=Cc si on est en phase de compression vierge (au-delà de la pression de pré consolidation),

C=Cs si on est en phase de recompressions (avant la pression de pré consolidation),

σ : contrainte verticale considérée (souvent moyenne entre σ_1 et σ_2)

Le cas approche de Combarieu :

On considère le cas de rechargement (par le remblai) qu'on assimile a une charge repartie

C= Cs ɣ= 8 kN/m^3

Cs/1+e0 = 0,02

donc : E=434,8 kN/m^2

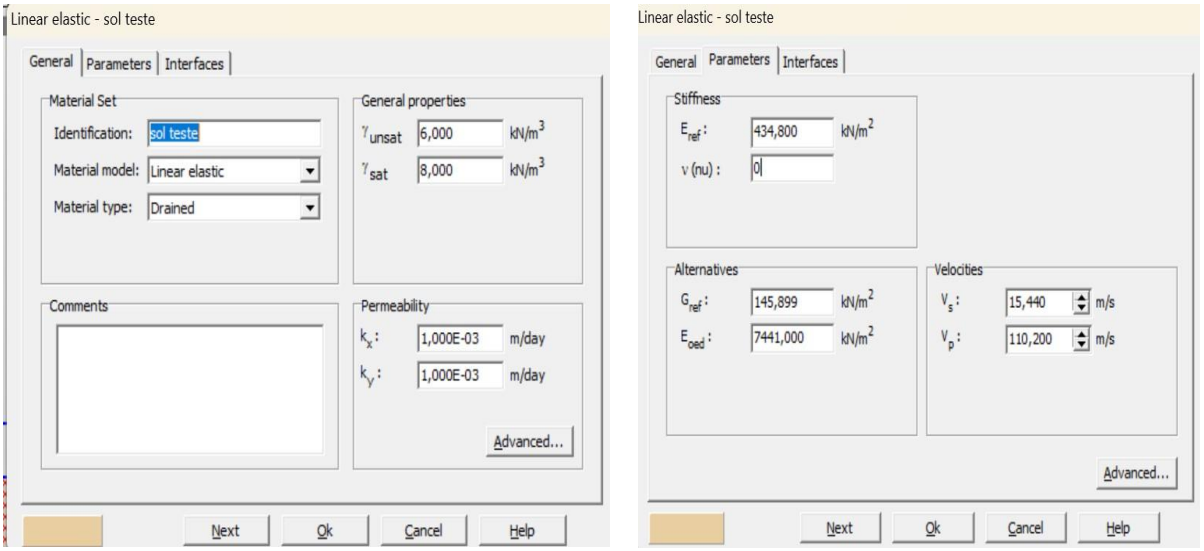


Figure 3.3 : les paramètres du modèle

- **Condition chargement :**

Le chargement est déterminé par le système de chargement "A" et "B". Ce type de chargement appliqué sous forme d'une charge répartie sur face supérieure du modèle correspond à le deux remblais R1 et R2

Tableau 3.2 : Caractéristiques des remblais et surcharge appliquée

La charge	La densité (KN/m^3)	La hauteur (m)	Surcharge (kN/m^2)
A	20	1,5	30
B	20	5	100

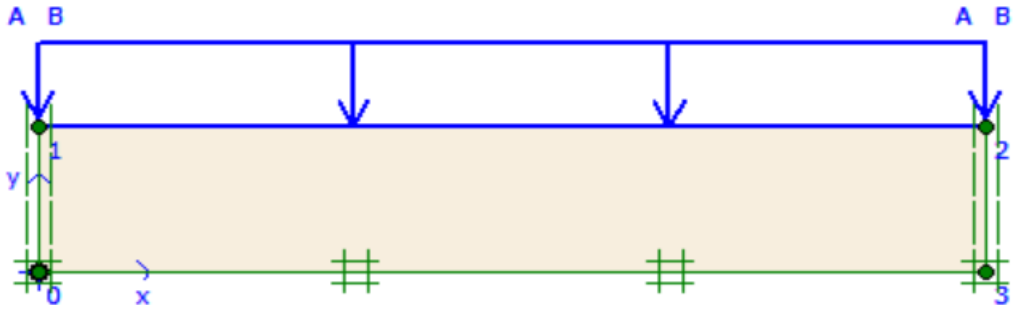


Figure 3.4 : Condition aux limites

➢ **Modèle en élément finis :**

Les éléments utilisés dans le maillage sont des éléments triangulaires à 15 nœuds.

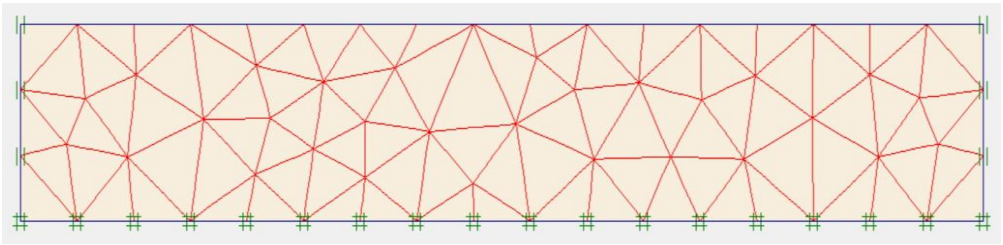


Figure 3.4 : Condition aux limites

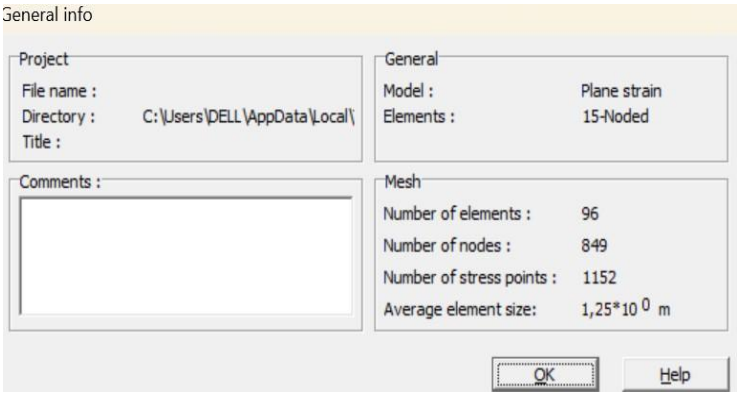


Figure 3.6 : Nombre d'élément et des nœuds du maillage

➢ **Condition hydraulique** :

L'échantillon est complètement saturé, le niveau de la nappe phréatique coïncide avec la

Surface de l'échantillon

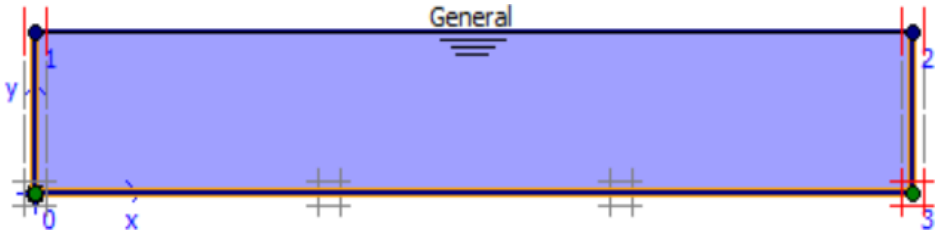


Figure 3.7 : Condition hydraulique

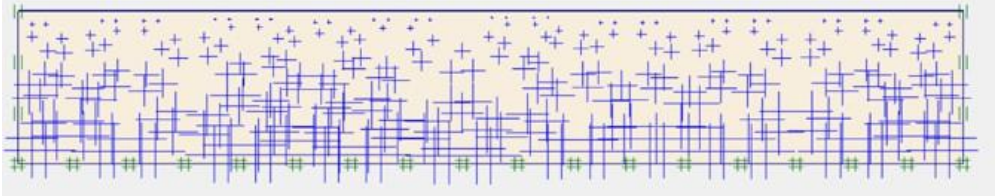


Figure 3.8 : Pression interstitielle

➢ **Calcul plastic** :

Le calcul est exécuté en utilisant le type de calcul 'multi phases' du logiciel PLAXIS, avec trois phases dans l'ordre à l'aide de la procédure (Staged Construction).

Phase initiale : Cette étape est imposée par le logiciel Plaxis pour toutes les simulations. Il prend généralement en compte les conditions initiales du problème et les conditions aux frontières comme la suppression des déplacements.

La phase 1 : Application de la charge verticale A (le remblais 1)

La phase 2 : Application de la charge verticale B (le remblais 2)

La phase 3 : rabattement de la nappe de 1 m

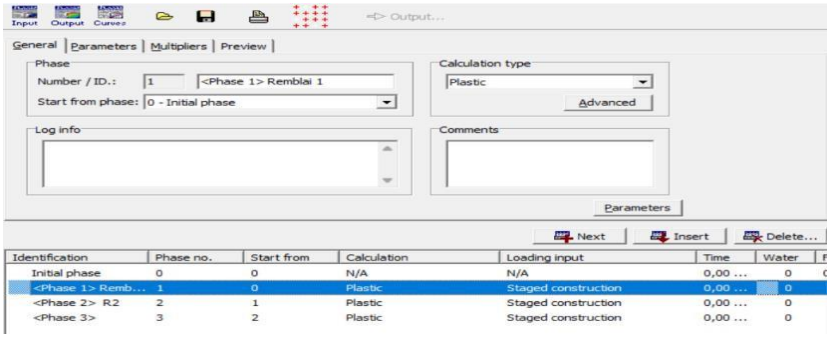


Figure 3.9 : Les différentes phases de calcul

➢ Résultats :

La phase 1 :

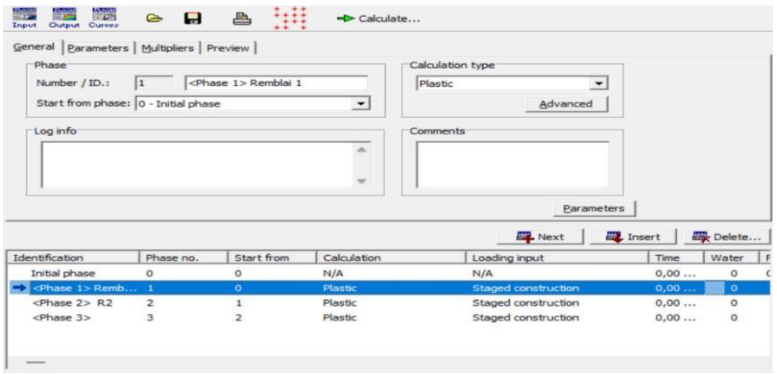


Figure 3.10 : la première phase de calcul

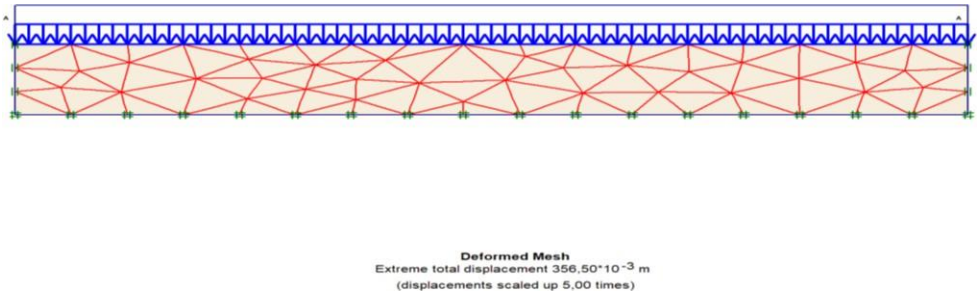


Figure 3.11:la déformation

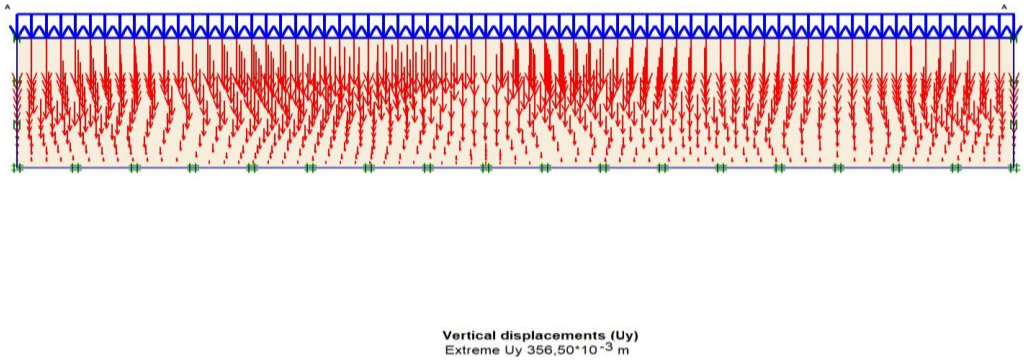


Figure 3.12 : Déplacement vertical

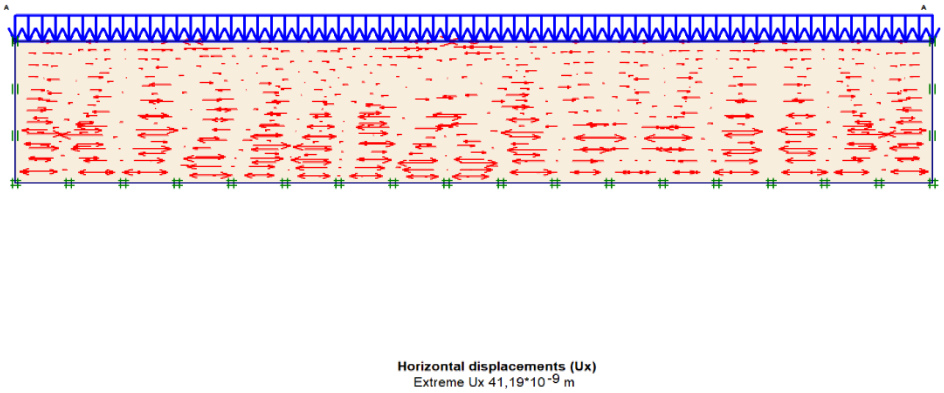


Figure 3.13 : Déplacement horizontale

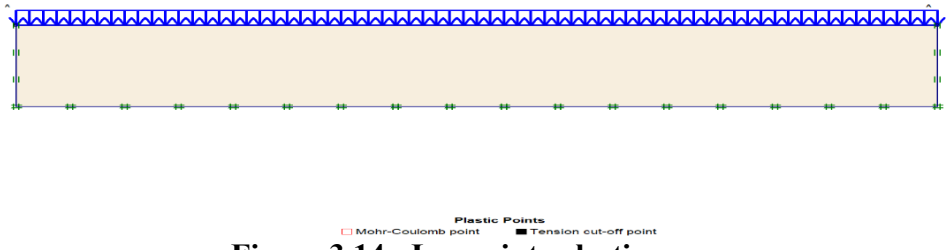


Figure 3.14 : Les points plastique

La phase 2 :

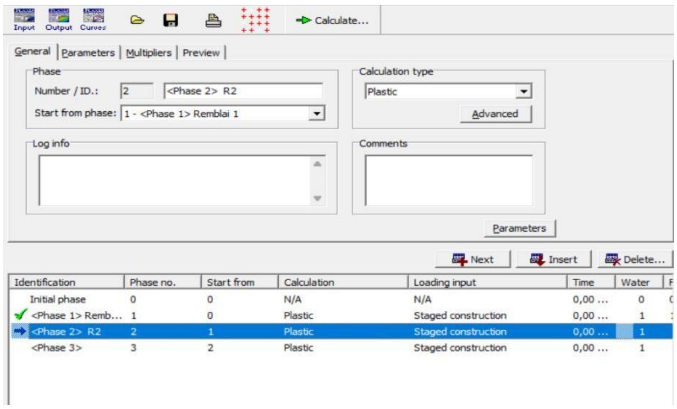


Figure 3.15 : la deuxième phase de calcul

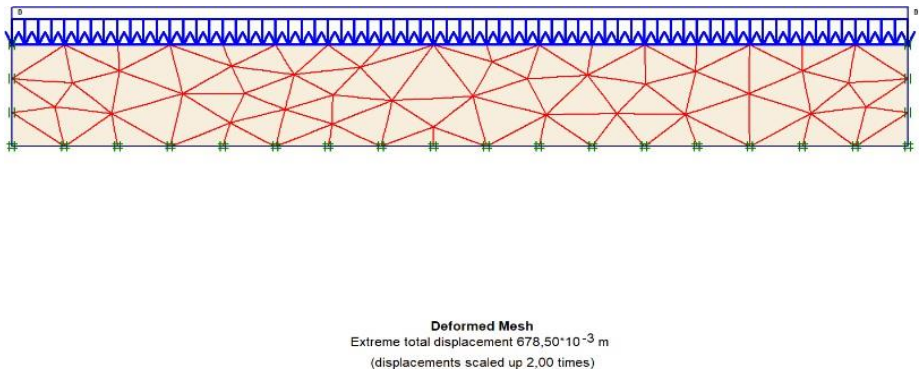


Figure 3.16 : la déformation

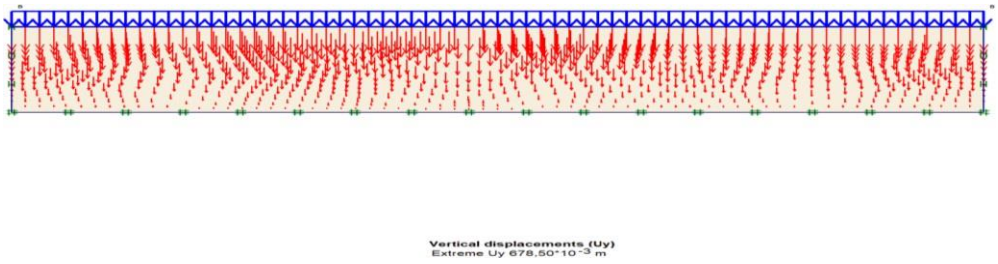


Figure 3.17: Déplacement verticale

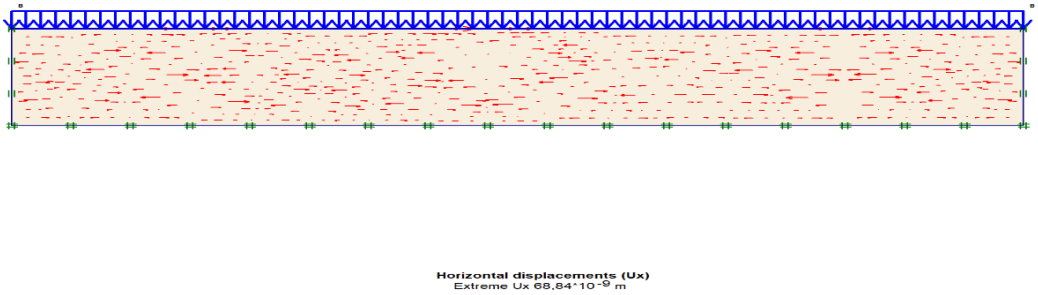


Figure 3.18: Déplacement horizontale

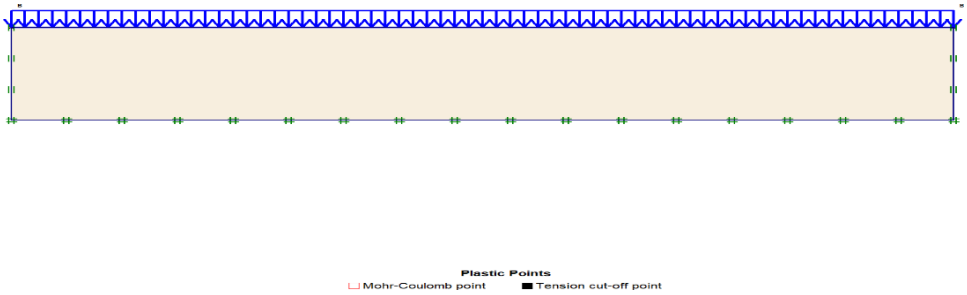


Figure 3.18: Déplacement horizontale

La phase 3 : décharge hydraulique

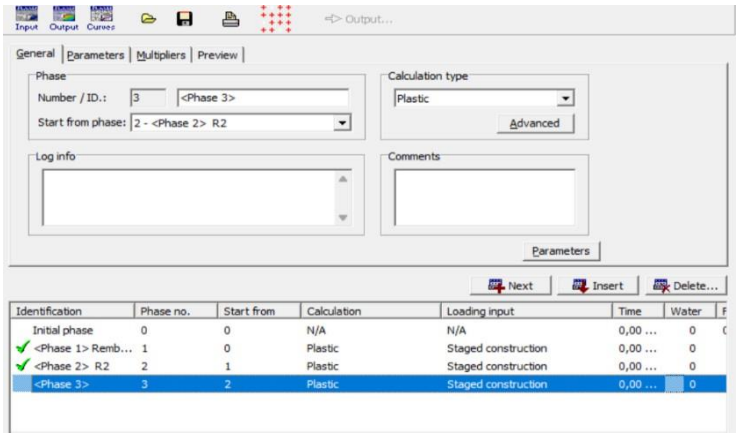


Figure 3.20 : la troisième phase de calcul

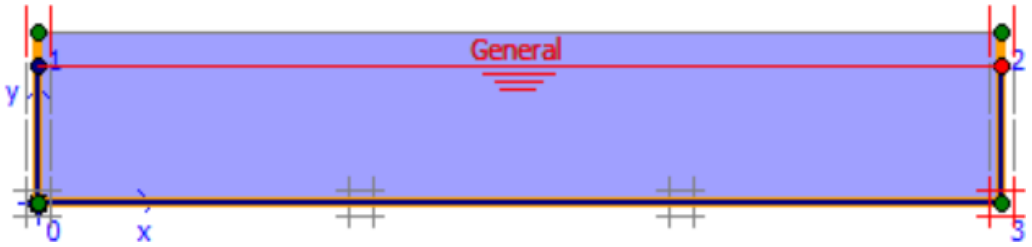


Figure :3.21 : condition hydraulique

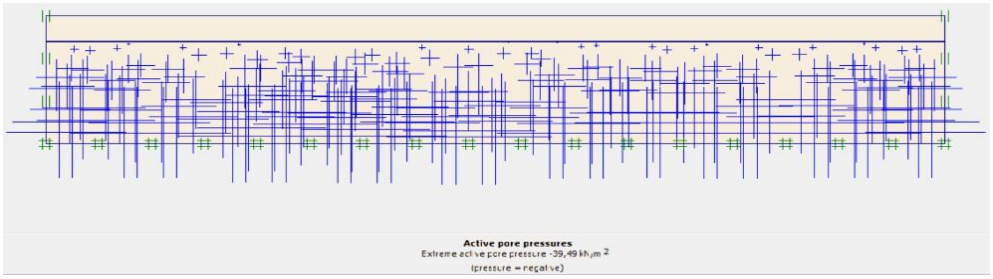


Figure 3.22 : Pression interstitielle

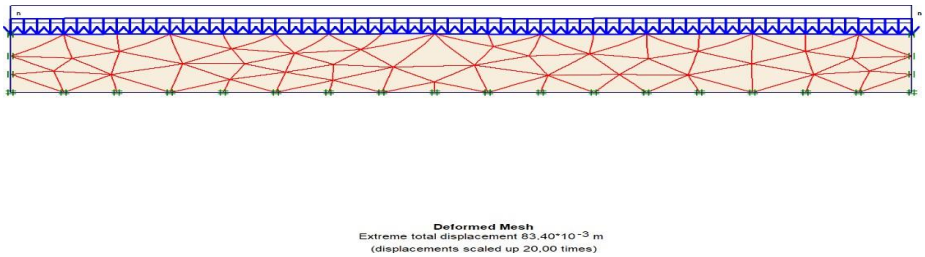


Figure 3.23 : la déformation

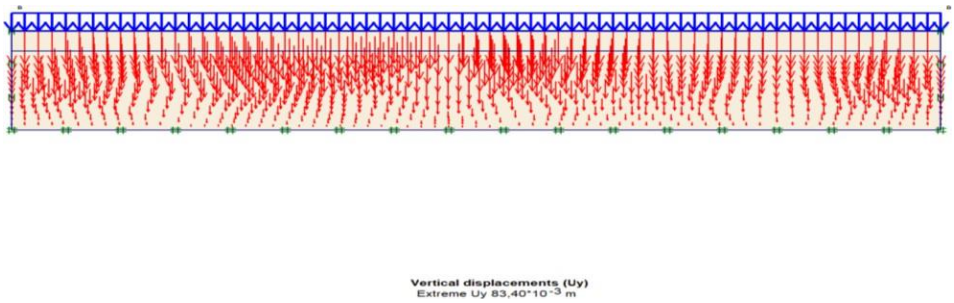


Figure 3.24 : Déplacement verticale

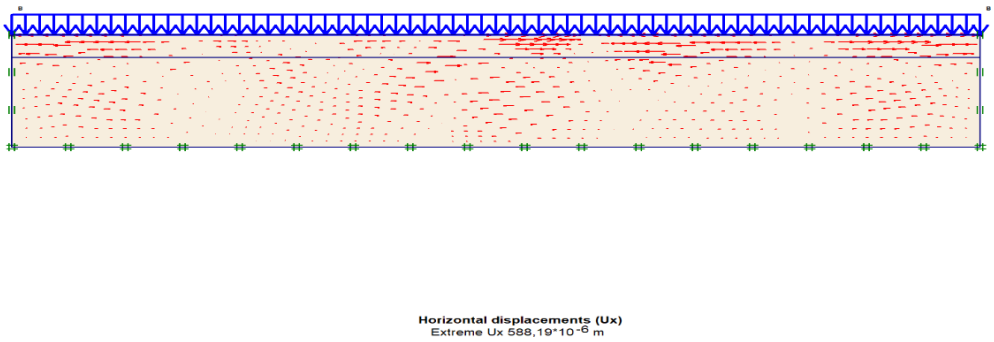


Figure 3.25 : Déplacement horizontale

Tableau 3 .3 : résultats de tassement selon méthode œdométrique

Situations	Charge	Tassement	Tassement
		Analytique	Numérique
Chargement avec1,5m	30	32	35
Chargement avec5m	100	63	67
Décharge hydraulique	Rabattement de la nape de 1m	83	83

- **Analyse :**

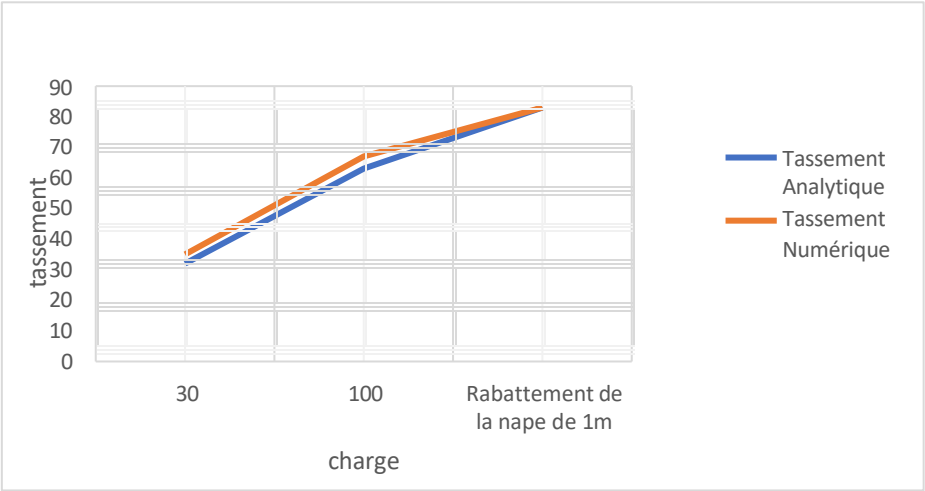


Figure 3.26 : évaluation de tassement en fonction des charge

- **Interprétation** :

Le graphique présente le tassement (axe vertical) en fonction de la charge appliquée (axe horizontal) pour deux types d'estimation :

- Tassement analytique (courbe bleue)
- Tassement numérique (courbe orange)

Les deux courbes suivent une évolution très similaire, avec une augmentation progressive du tassement à chaque étape.

Les résultats numériques sont légèrement supérieurs aux résultats analytiques, mais les écarts restent faibles.

Les résultats issus de la modélisation numérique montrent un bon accord avec ceux obtenus analytiquement. Cela permet de valider le modèle analytique, qui peut ainsi être utilisé avec confiance pour prédire le tassement sous charges et rabattement de nappe dans les conditions étudiées

2.2. Le deuxième modèle :

Nous gardons la même géométrie, le même matériaux et condition de chargement, mais nous donnons de la valeur du coefficient de Poisson (v) et changeons les conditions aux limites

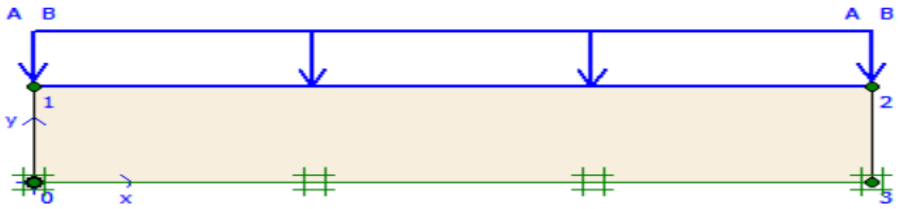


Figure 3.27: conditions aux limites

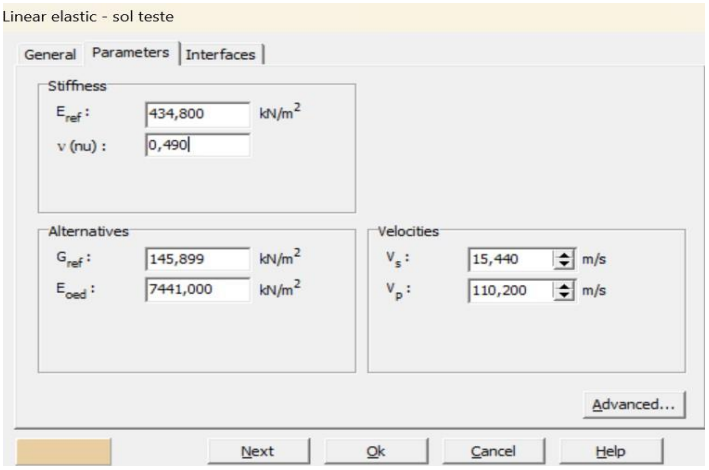


Figure 3.28 : fenêtre de paramètres

- **Condition initiale**

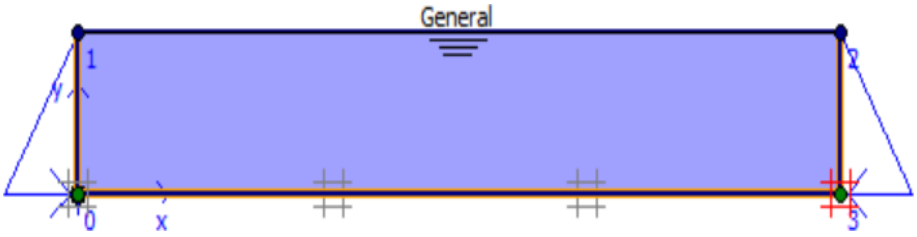


Figure 3.29 : condition hydraulique

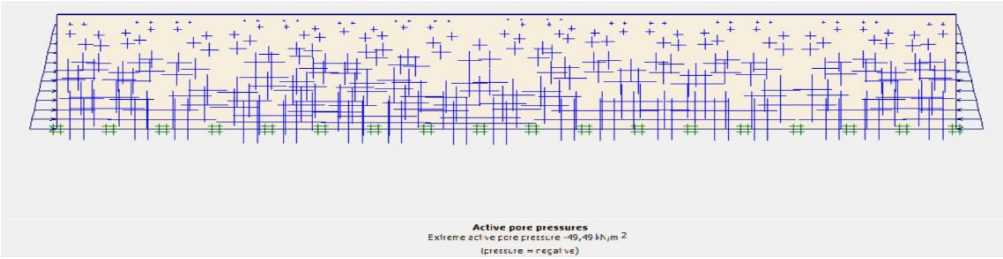


Figure 3.30 : Pression interstitielle

- **Calcul plastic :**

Phase 1 :

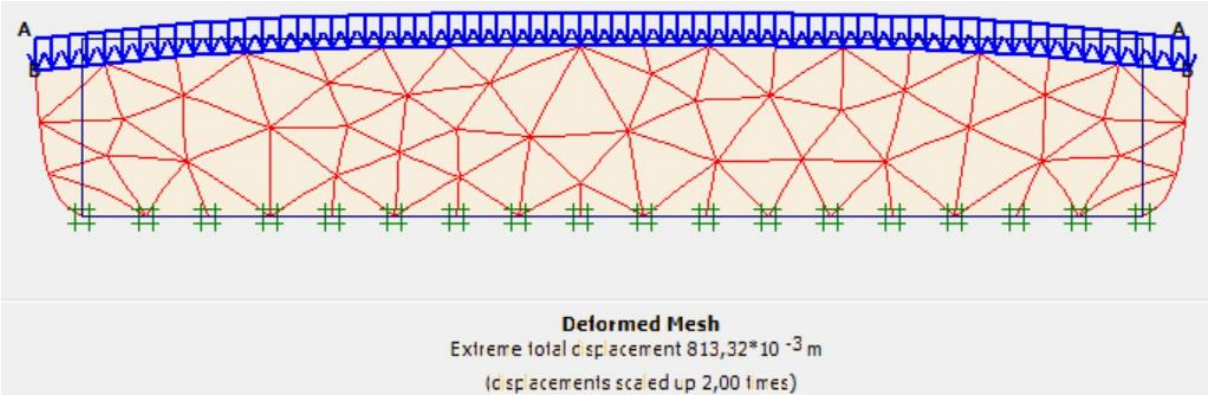


Figure 3.31 :la déformation

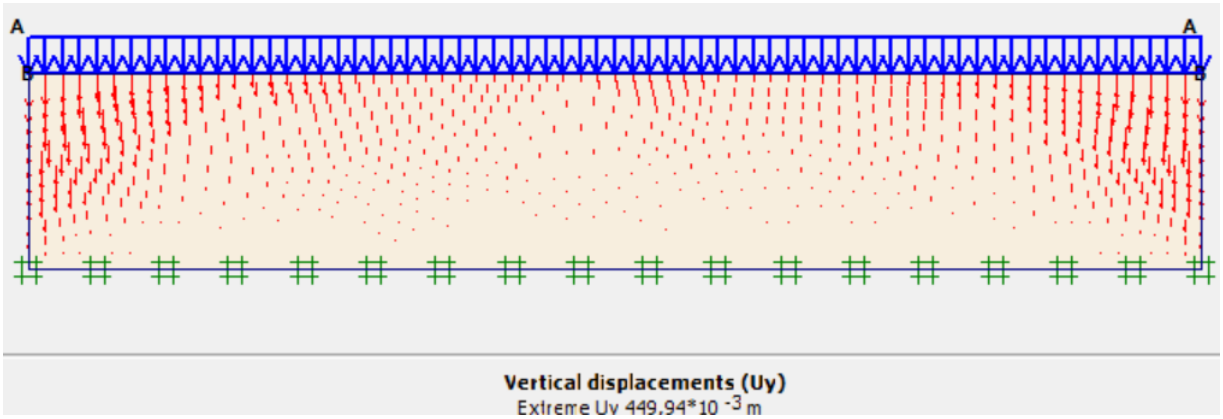


Figure 3.32 : Déplacement verticale

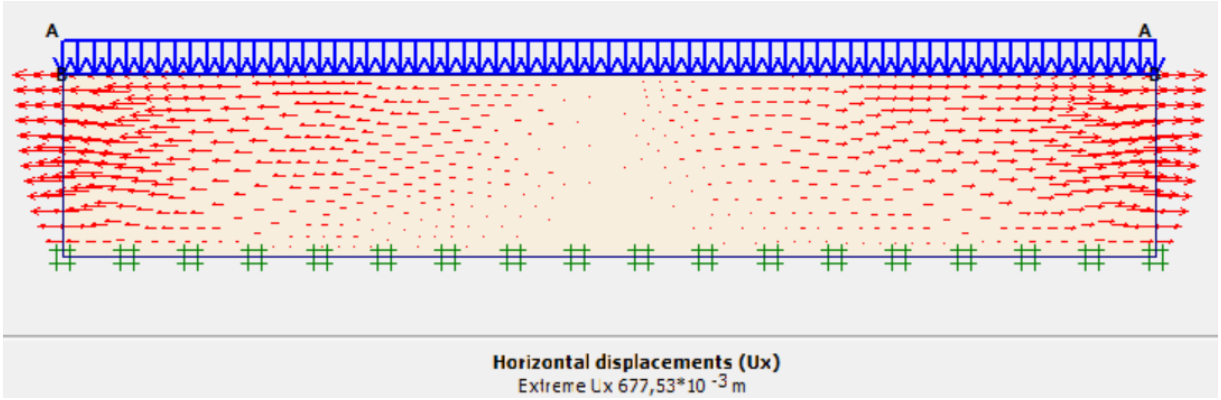


Figure 3.33: Déplacement horizontale

Phase 2 :

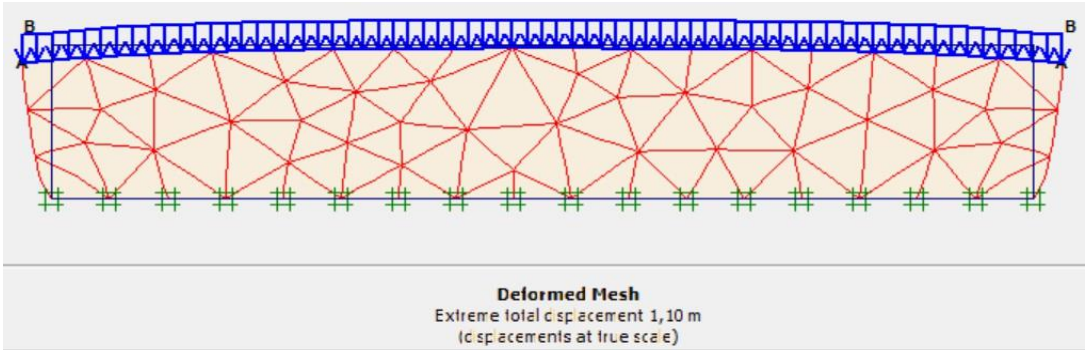


Figure 3.34 : la déformation

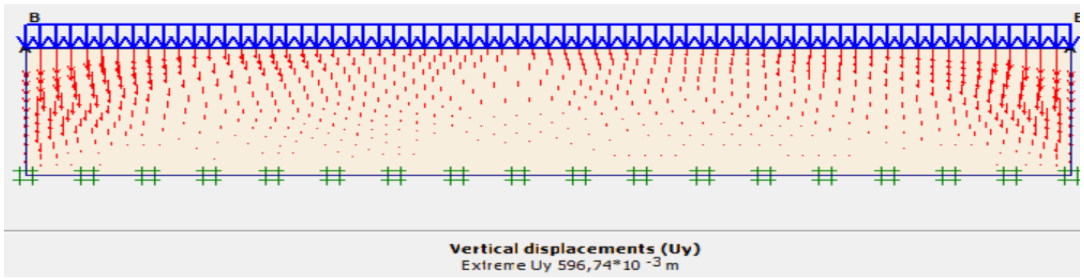


Figure 3.35 : Déplacement verticale

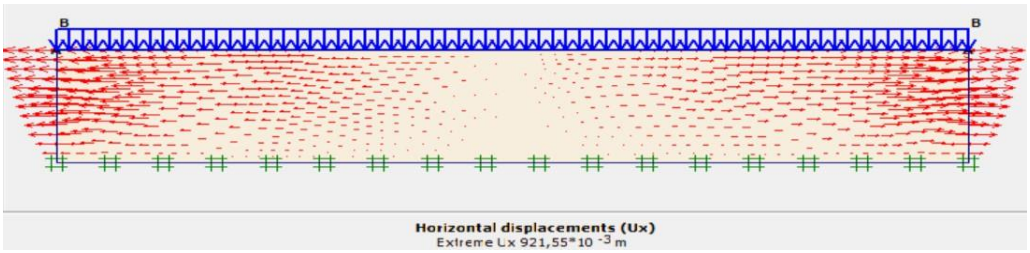


Figure 3.36 : Déplacement horizontale

Phase 3 :

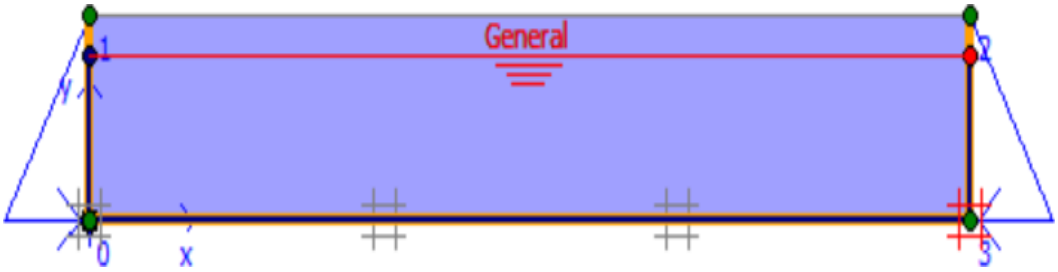


Figure 3.37 : condition hydraulique

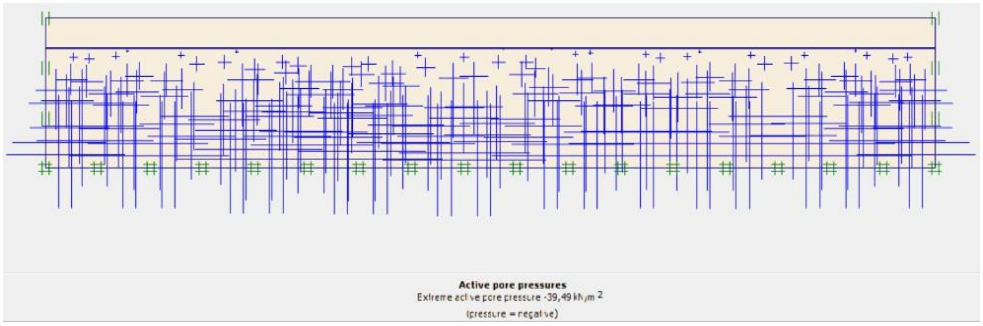


Figure 3.38 :La pression interstitielle

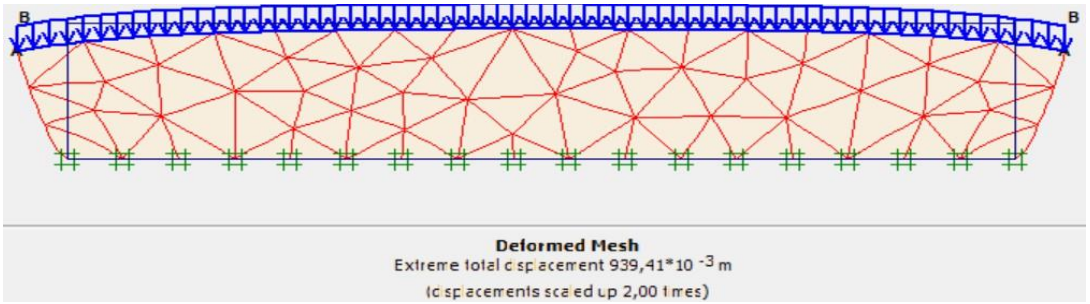


Figure 3.39 : la déformation

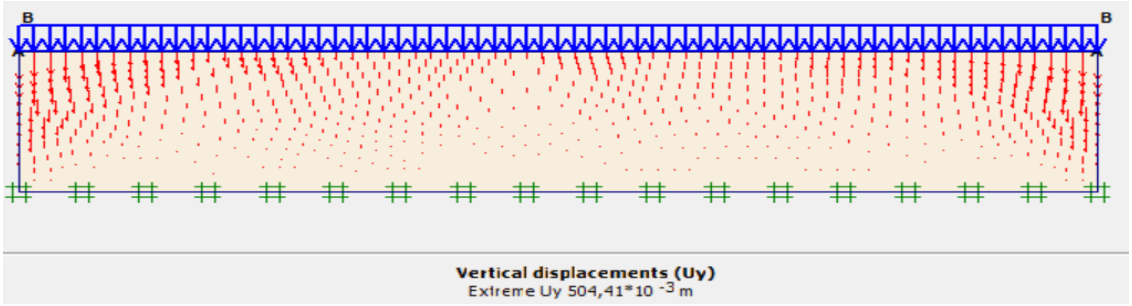


Figure 3.40: Déplacement verticale

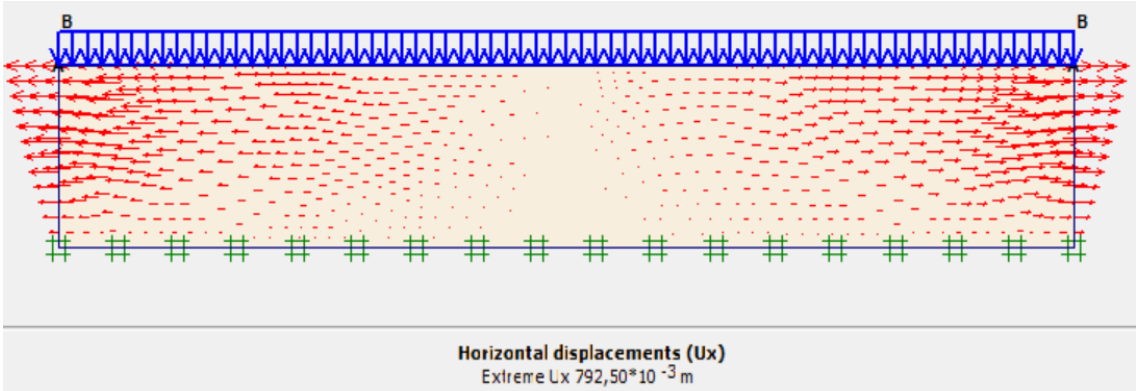


Figure 3.41: Déplacement horizontale

➢ **Analyse :**

La comparaison entre le modèle avec condition limite et sans condition limite :

Tableau 3 .4 : résultats de tassement de deux modèle

Situations	Charge	Tassement Analytique	Tassement Numérique
Chargement avec1,5m	30	32	44,9
Chargement avec5m	100	63	59,6
Décharge hydraulique	Rabattement de la nape de 1m	83	60,4

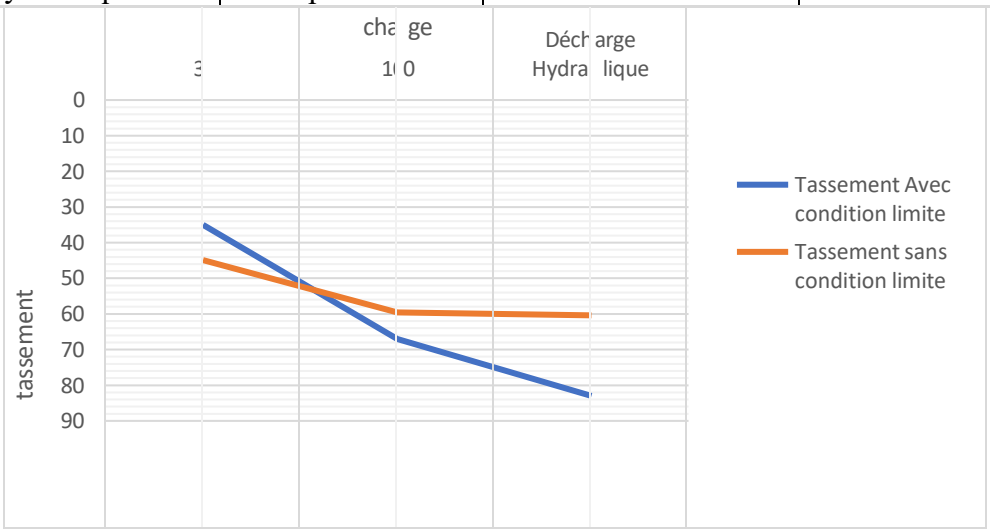


Figure 3.42 : évaluation de tassement en fonction des charges

Ce graphique montre l'évolution du tassement (en ordonnée) en fonction de différentes phases de charge (en abscisse : 30, 100, puis une phase de Décharge Hydraulique). Deux cas sont comparés :

-Tassement avec condition limite (courbe bleue)

-Tassement sans condition limite (courbe orange)

- **Interprétation** :
  - **Phase de charge à 30 et 100 m :**

Dans les deux cas, le tassement augmente avec la charge, ce qui est attendu en mécanique des sols.

La courbe bleue (avec condition limite) montre un tassement plus prononcé à chaque étape de charge par rapport à la courbe orange. Cela peut s'expliquer par une contrainte supplémentaire imposée par les conditions limites, comme une restriction de drainage ou une limitation du déplacement.

- **Phase de décharge hydraulique :**

La courbe orange devient horizontale, indiquant une stabilisation du tassement sans changement supplémentaire.

En revanche, la courbe bleue continue à descendre, indiquant que le tassement se poursuit même après la fin de la charge mécanique, probablement à cause de la réorganisation interne du sol ou du drainage retardé.

Conclusion :

Le système avec condition limite présente un comportement plus sensible à la charge et continue à se tasser lors de la décharge, ce qui pourrait indiquer une réponse plus lente ou plus contrainte du sol. Le système sans condition limite atteint plus rapidement un état stable.

les conditions aux limites sont importante dans la modélisation numérique par ce que dans la réallaité il y a tout jours un déplacement horizontale donc Il y a une valeur de coefficient de poisson que faut prendre une considération si non les résultats calculé d'après l'œdomètre c'est des résultats qui sous-estimé la réalité

CHAPITRE IV : ETUDE PARAMETRIQUE

1. Introduction

Ce chapitre présente une analyse paramétrique visant à étudier l'influence du coefficient de Poisson (ν) et du niveau de la nappe phréatique sur le comportement mécanique d'un sol modélisé à l'aide du logiciel Plaxis. En se basant sur un modèle de référence, plusieurs simulations ont été réalisées en faisant varier le coefficient ν et le niveau de la nappe (rabattements de 1 m, 2 m et 3 m). L'analyse s'est concentrée sur les effets de ces paramètres sur la pression interstitielle, les déformations, ainsi que les déplacements verticaux et horizontaux du sol. Les résultats obtenus mettent en évidence la sensibilité du modèle à ces variations et permettent d'en dégager les tendances générales. Cette étude contribue à une meilleure compréhension du comportement des sols en conditions variables et renforce la fiabilité des modélisations numériques en géotechnique.

2. Changement de coefficient de poisson (nu) :

La valeur de coefficient de Poisson étant modifiée, il est nécessaire de recalculer le module d'Young de référence (E_{ref})

La relation entre E_{ref} et E_{oed} est fournie par :

$$\text{Eoed} = \frac{Eref}{\beta} \qquad (4.1)$$

$$\beta = 1 - \frac{2\nu 2}{1-\nu} \qquad (4.2)$$

Donc

$$Eref = \text{Eoed X } \beta \qquad (4.3)$$

Le modèle géométrique a été établi et calculé avec le code Plaxis. Il sera utilisé comme base

De référence (le modèle sans fixation horizontale (libre))

Le tableau suivant présenté les paramètres des modèles :

Tableau 4.1 : Paramètres du modèle pour différentes valeurs de ν

Charge	Analytique	Numérique	Modèle libre	Modèle libre	Modèle liber
μ	0	0	0,25	O,35	0,4
B	1	1	0,83	0,62	0,46
E_{ref}	434,8	434,8	360,9	269,6	200

2.1. Premiers cas : μ=0,25

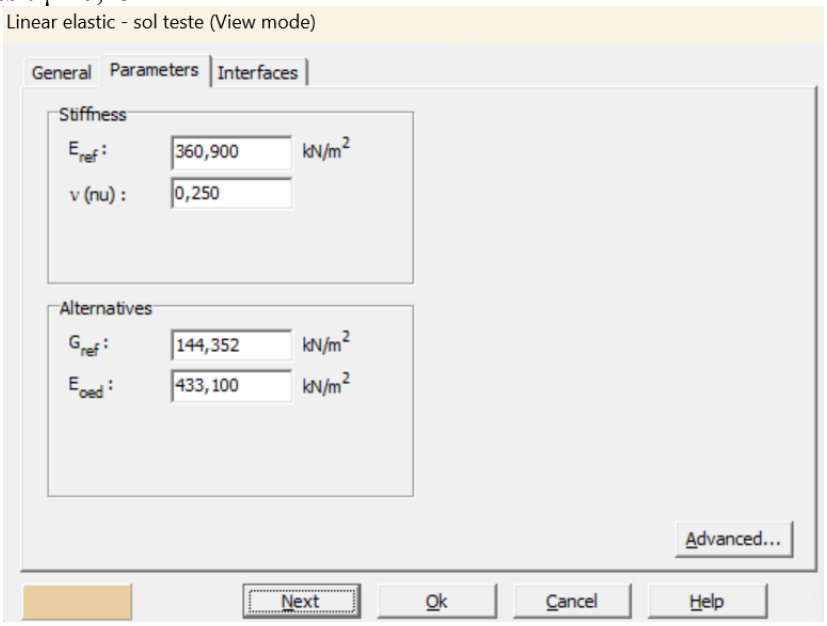


Figure 4.1 : les paramètre du modèle

Phase 1 :

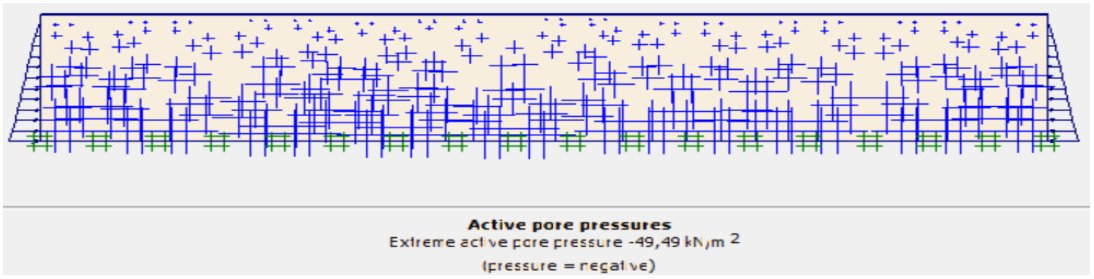


Figure 4.2: pression interstitielle

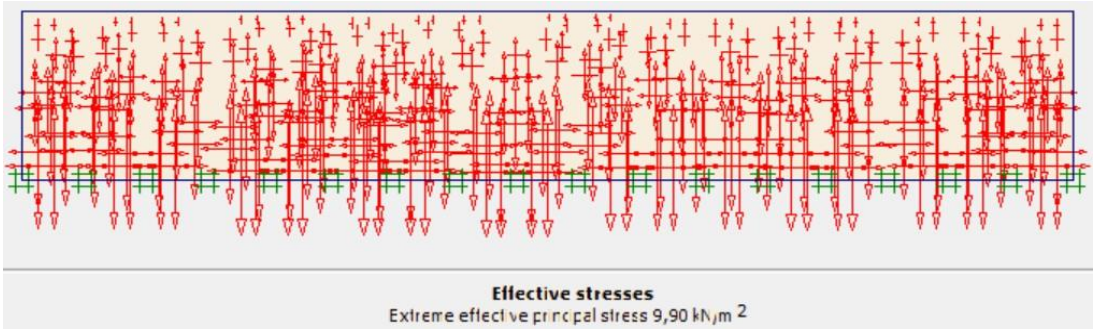


Figure 4.2: pression interstitielle

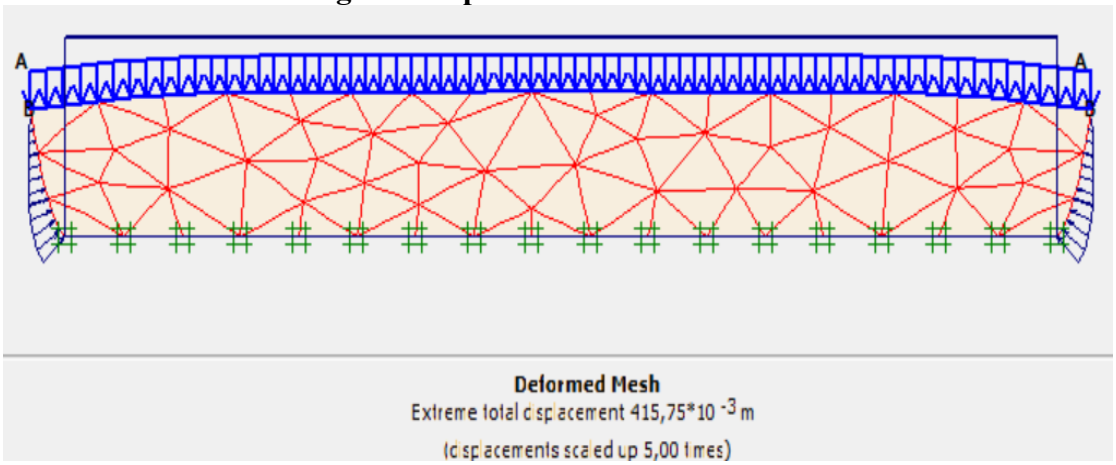


Figure 4.4: la déformation

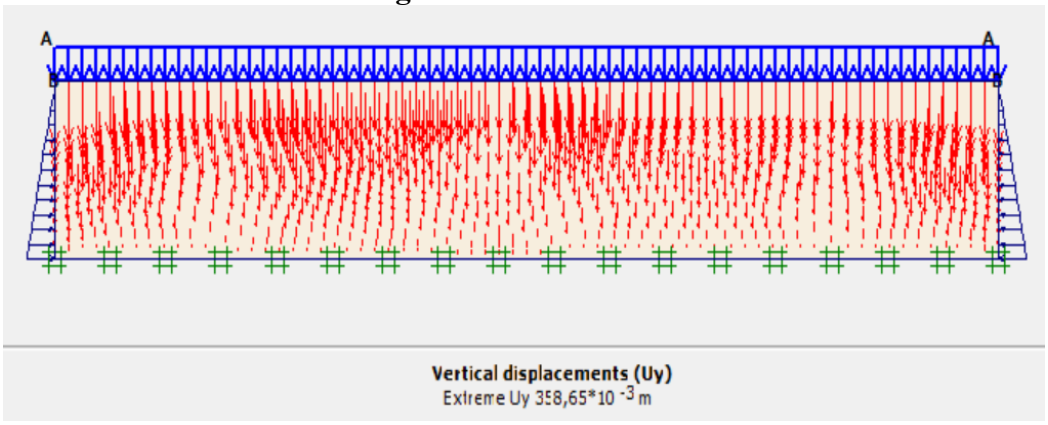


Figure 4.6 : déplacement verticale

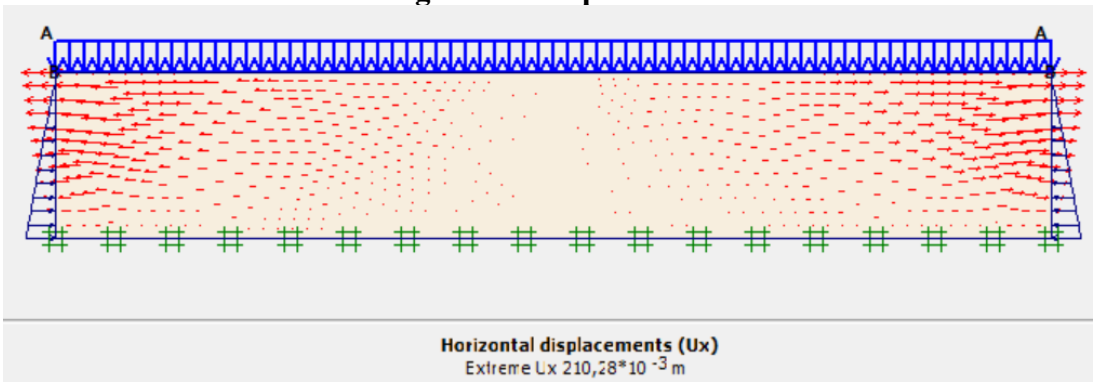


Figure 4.7 : déplacement horizontale

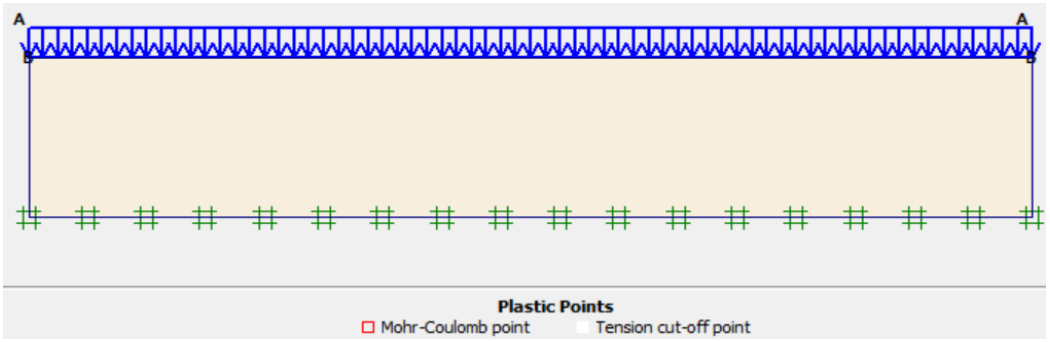


Figure 4.8 : les points plastics

Phase2 :

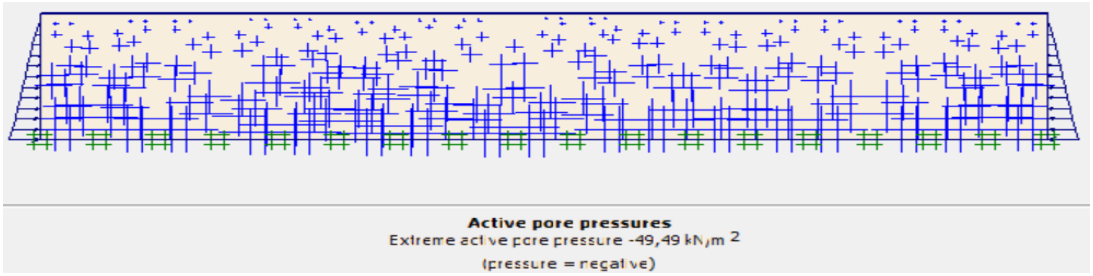


Figure 4.9 : la pression interstitielle

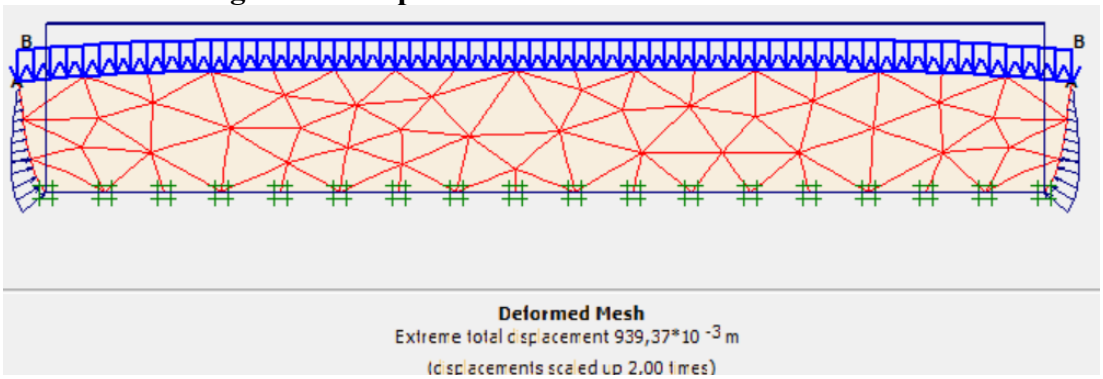


Figure 4.10 : la déformation

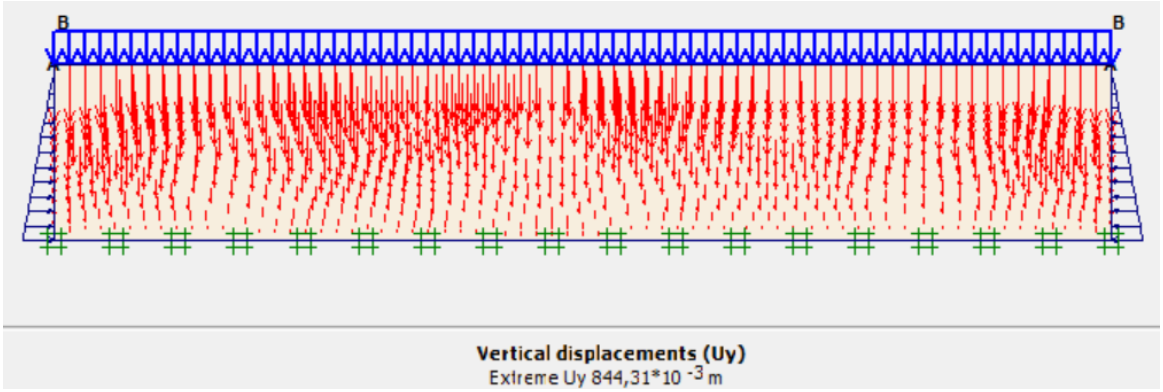


Figure 4.11: déplacement verticale

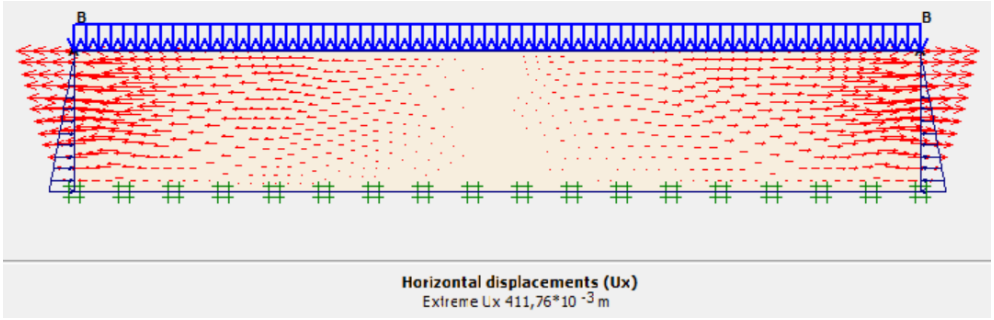


Figure 4.12: déplacement horizontale

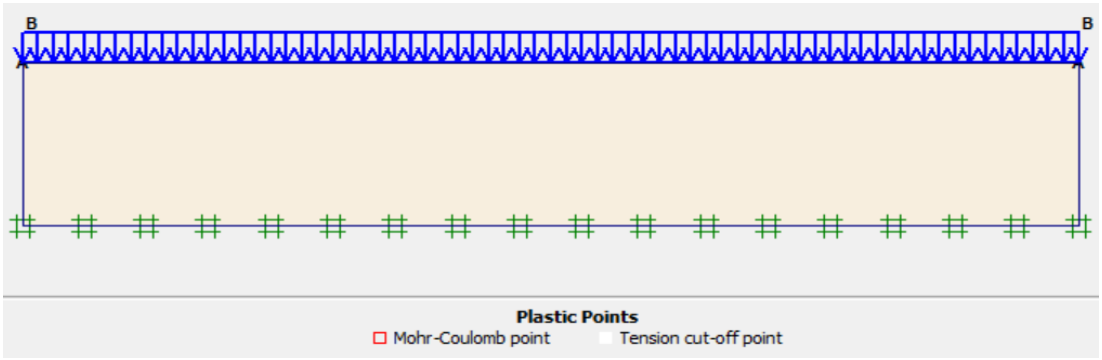


Figure 4.13 : les points plastics

Phase3 :

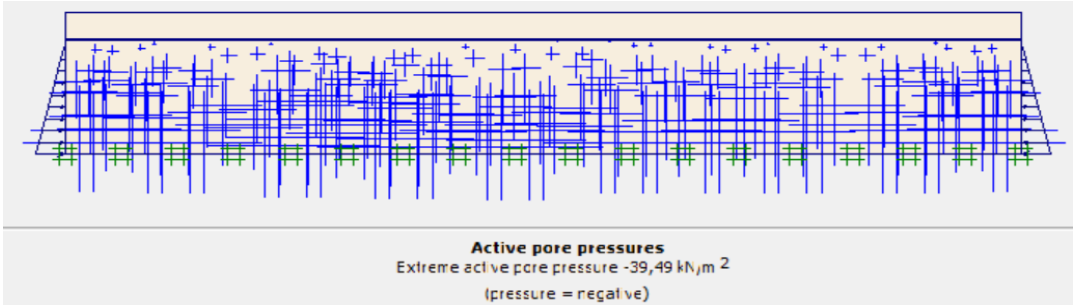


Figure 4.14 : la pression interstitielle

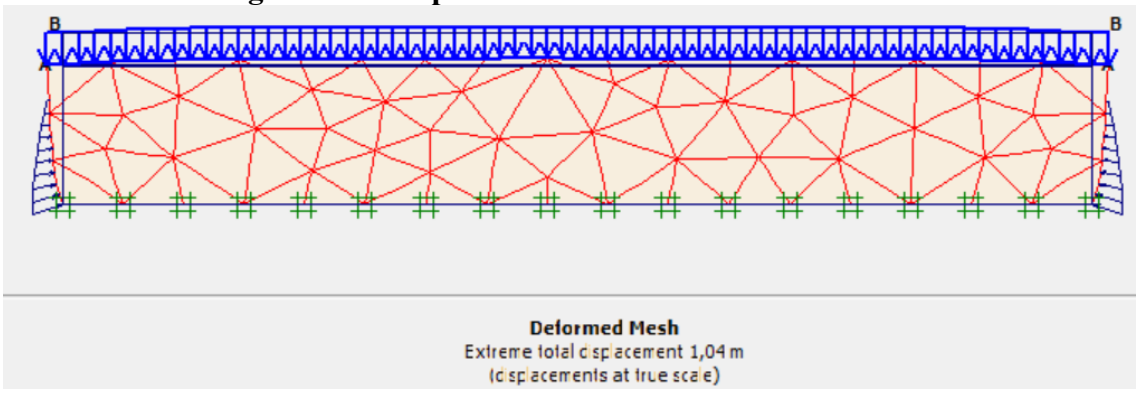


Figure 4.15: la déformation

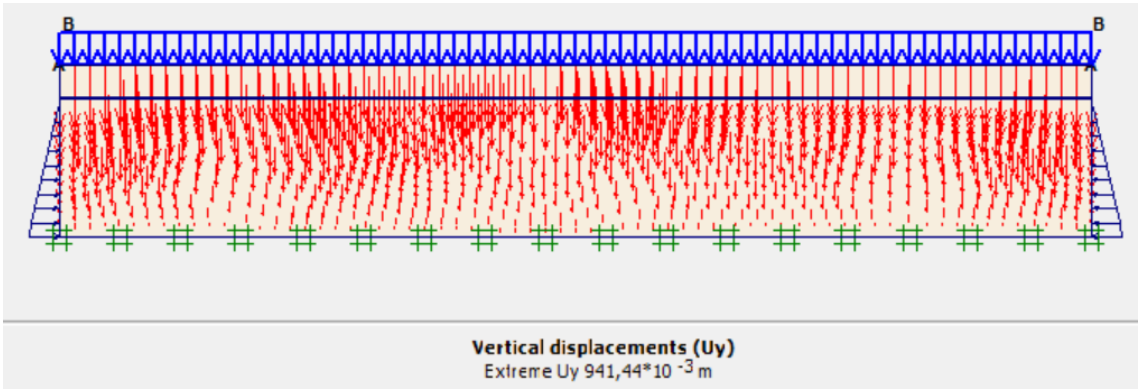


Figure 4.16: déplacement verticale

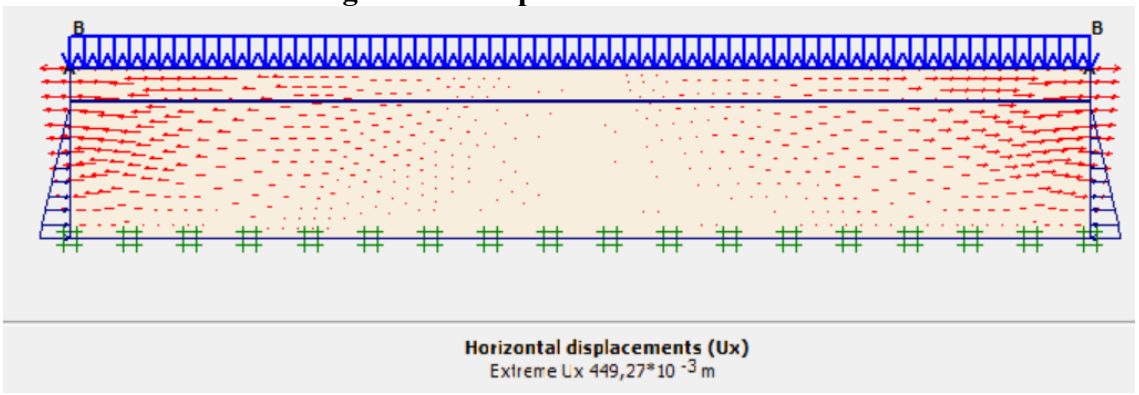


Figure 4.17: déplacement horizontale

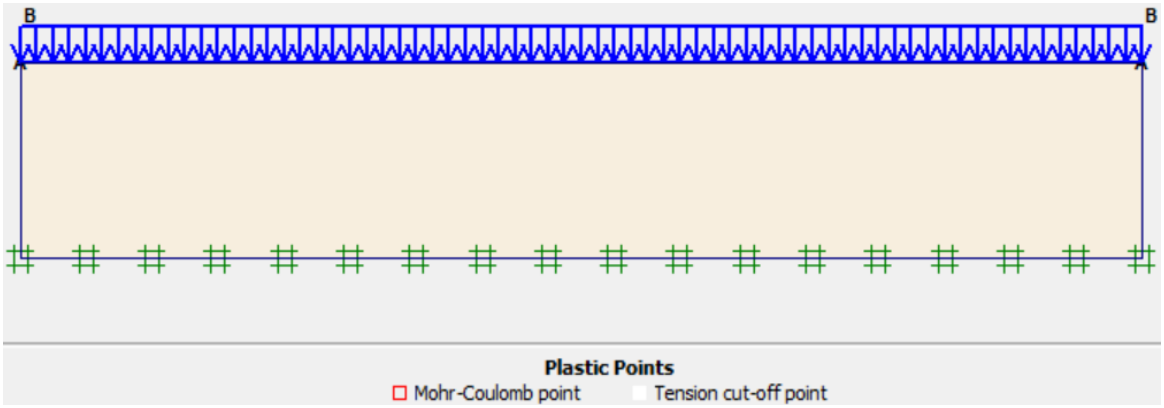


Figure 4.18: les points plastics

2.2. Deuxième cas : μ=0,35

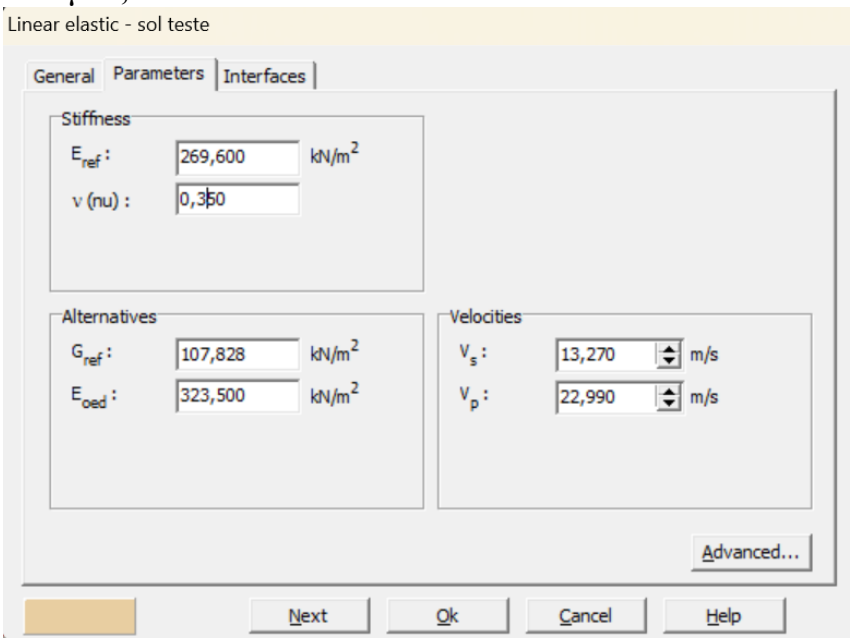


Figure 4.19: les paramètre du modèle

phase1 :

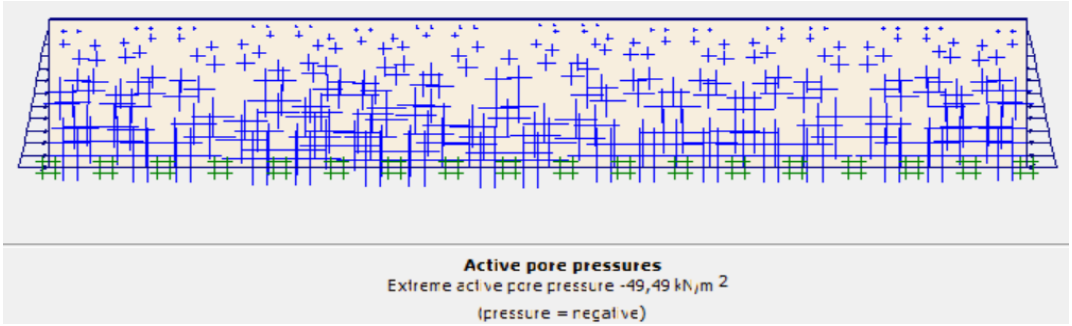


Figure 4.20: la pression interstitielle

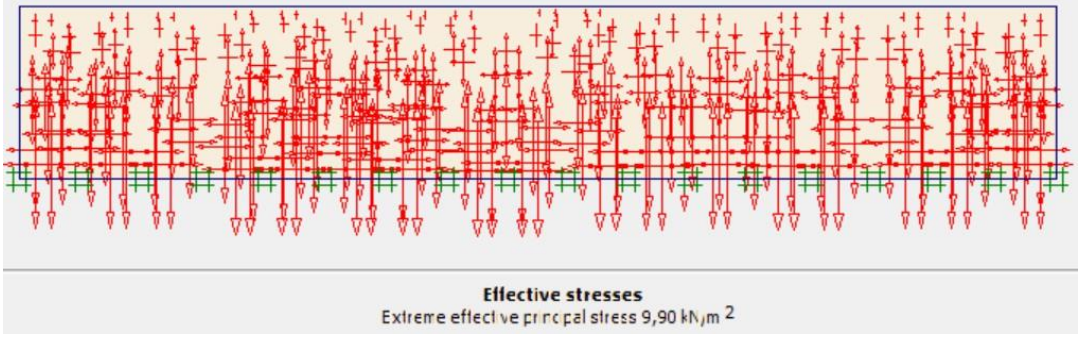


Figure 4.21 : la contrainte effective

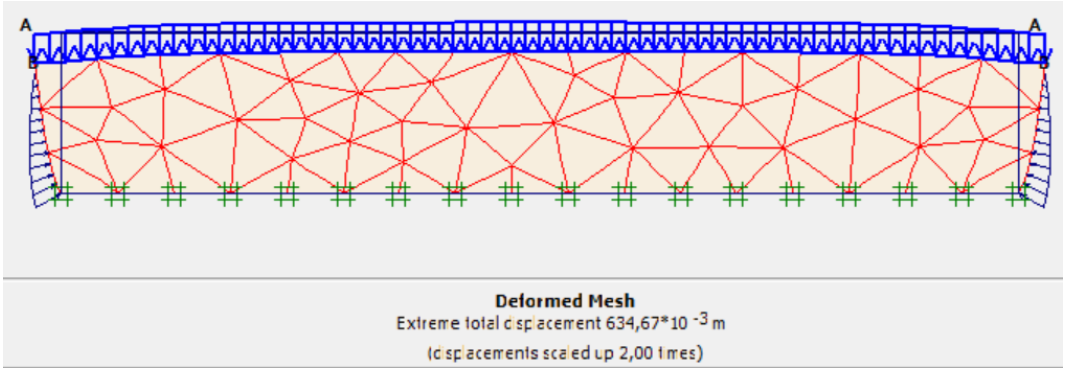


Figure 4.21 : la contrainte effective

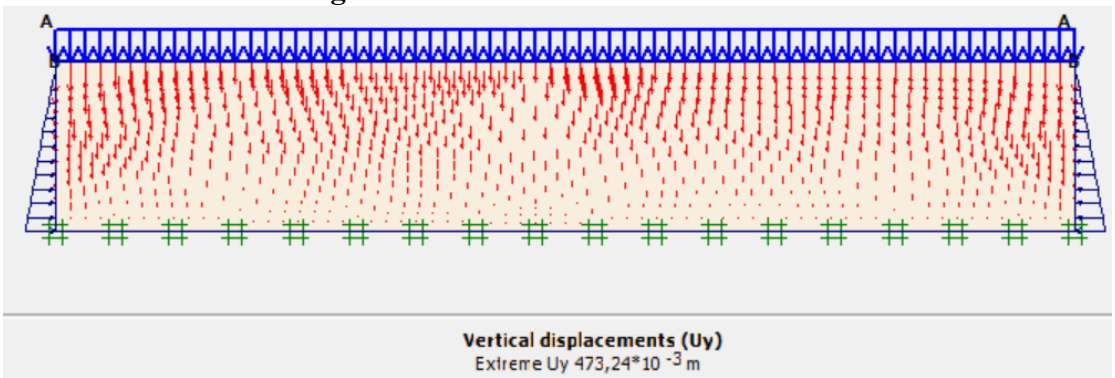


Figure 4.23: déplacement verticale

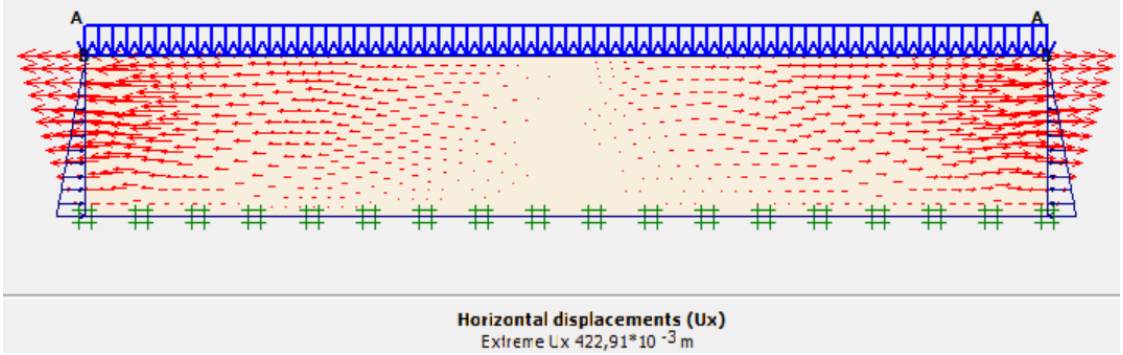


Figure 4 .24 : déplacement horizontale

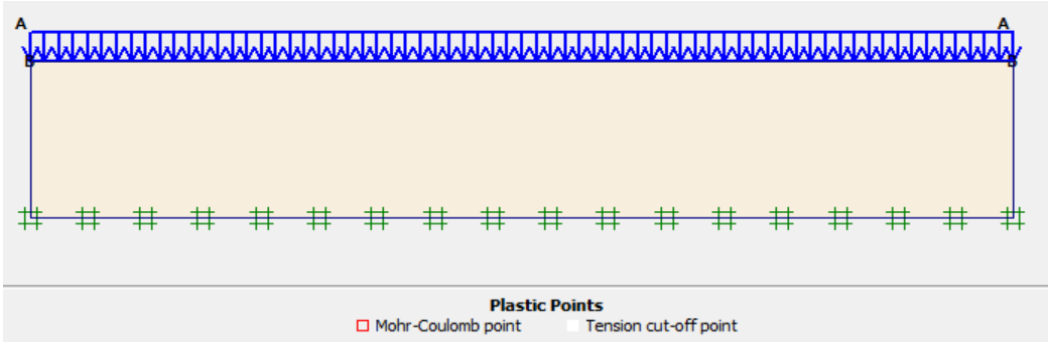


Figure 4.25: les points plastics

Phase2 :

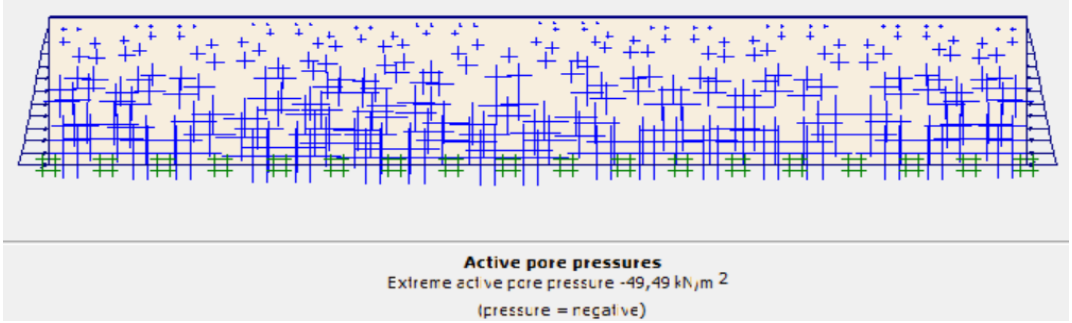


Figure 4.26: la pression interstitielle

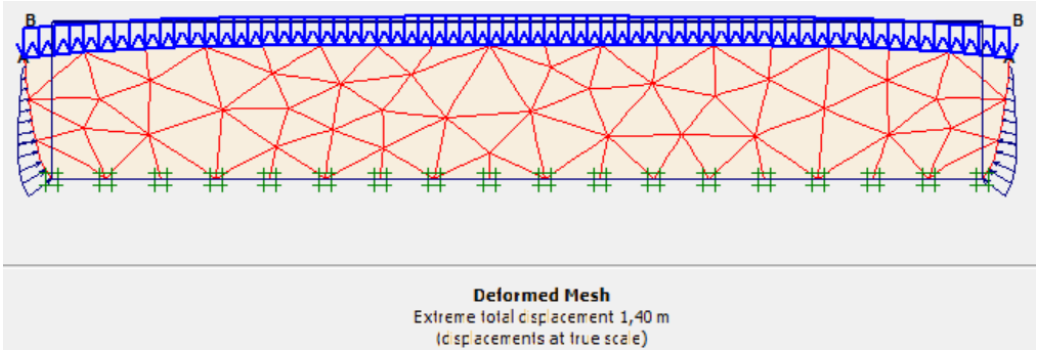


Figure 4.27 : la déformation

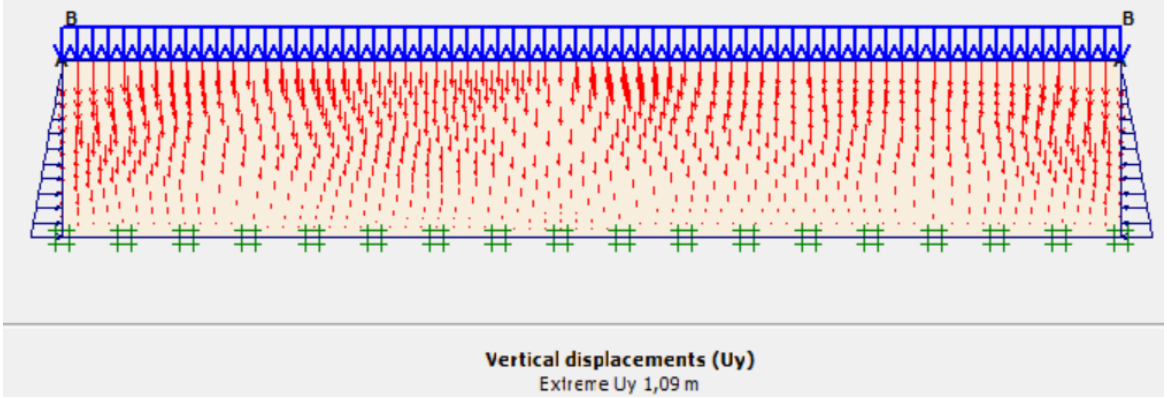


Figure 4.28: déplacement verticale

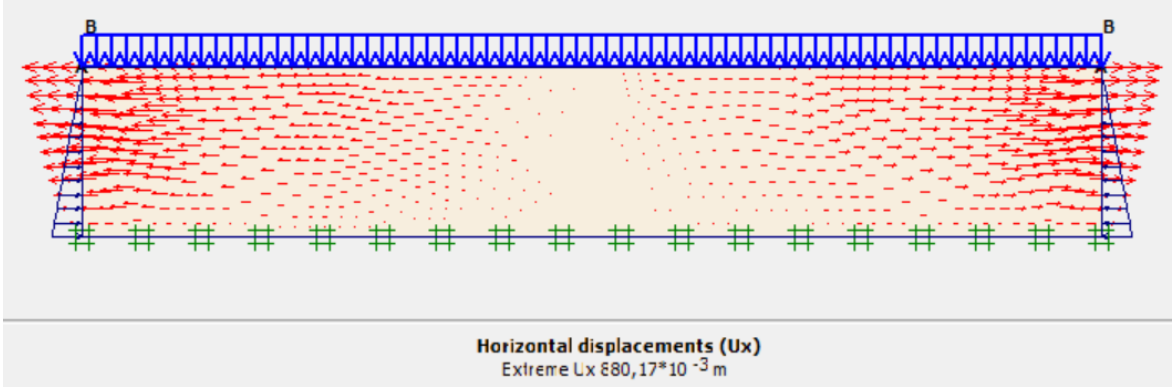


Figure 4.29: déplacement horizontale

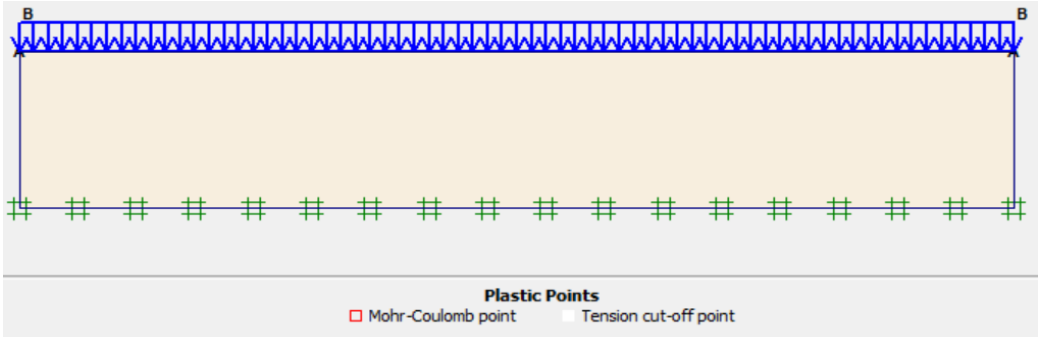


Figure 4.30: les points plastics

Phase3 :

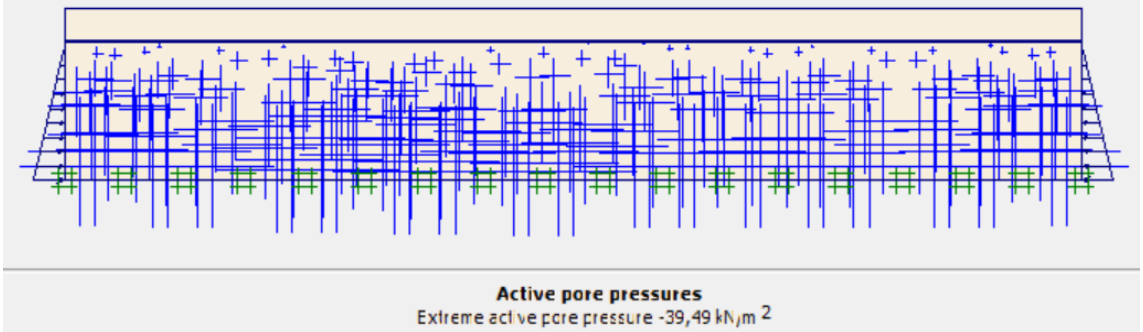


Figure 4.30: la pression interstitielle

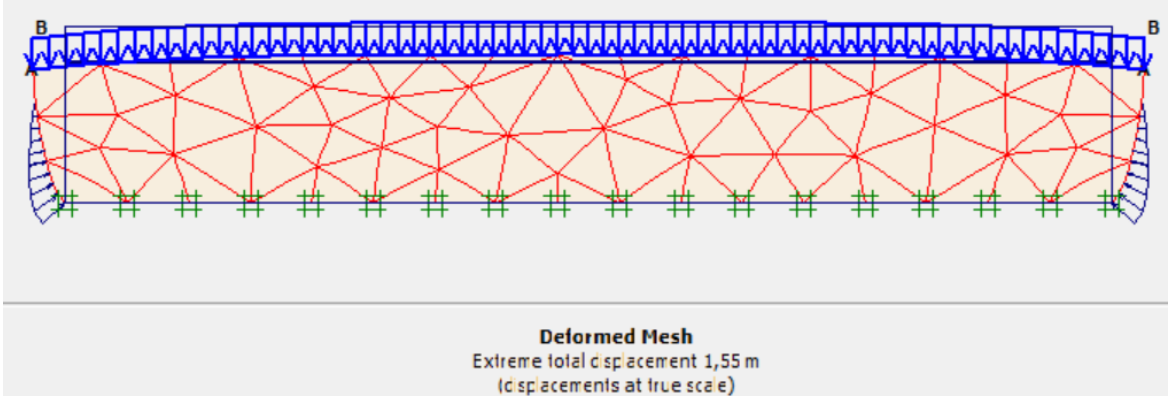


Figure 4.32: la déformation

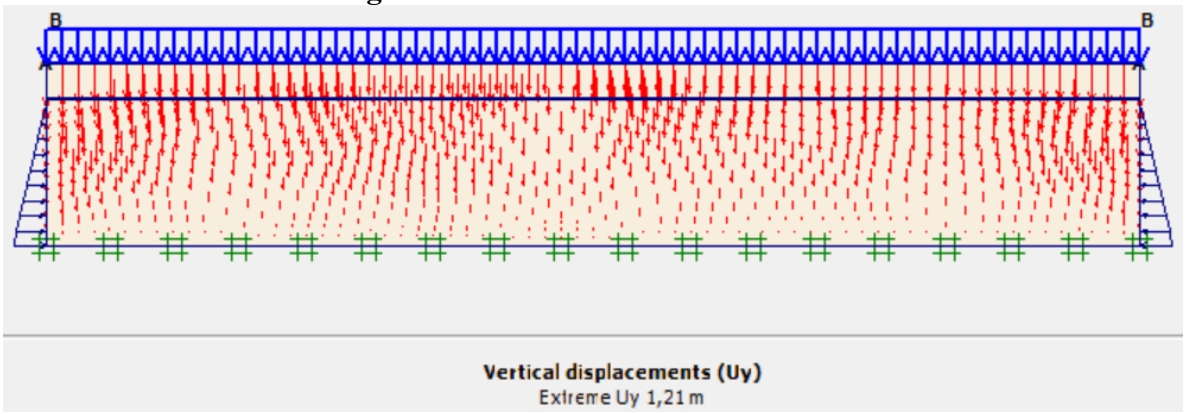


Figure 4.33: déplacement verticales

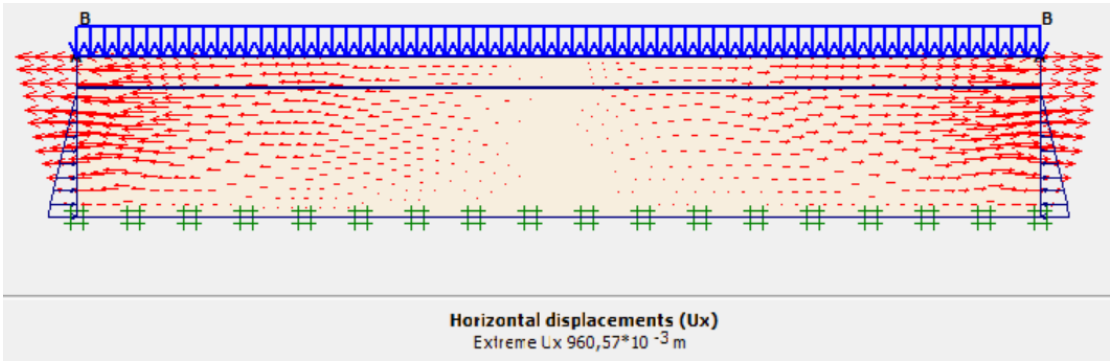


Figure 4.34: déplacement horizontale

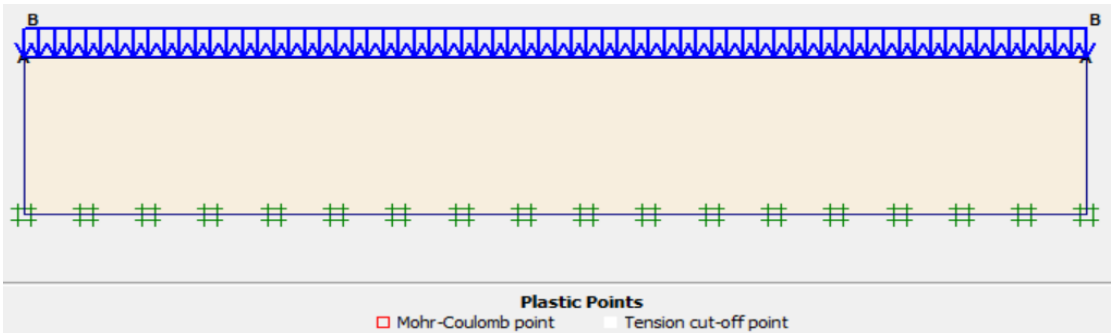


Figure 4.35: les points plastics

2.3. Troisième cas μ=0,4

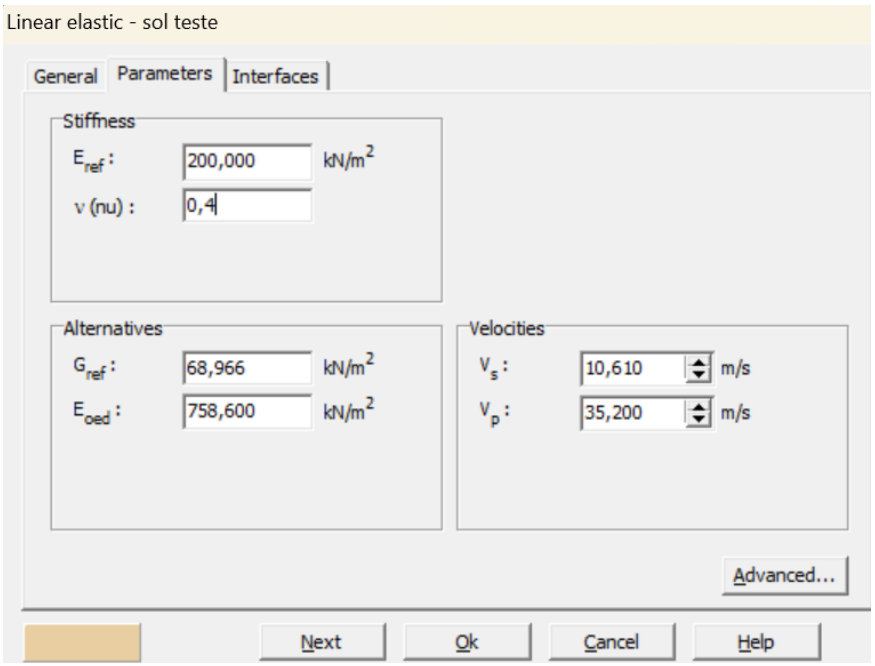


Figure 4.36: les paramètre du modèle

Phase1 :

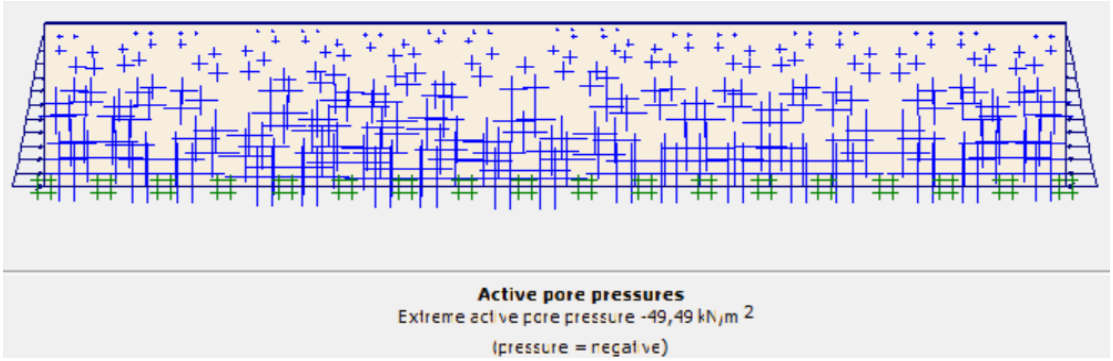


Figure 4.37: la pression interstitielle

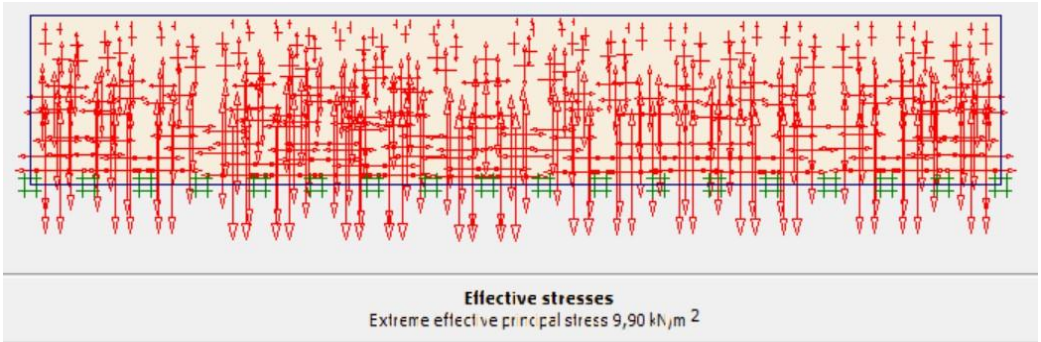


Figure 4.38: la contrainte effective

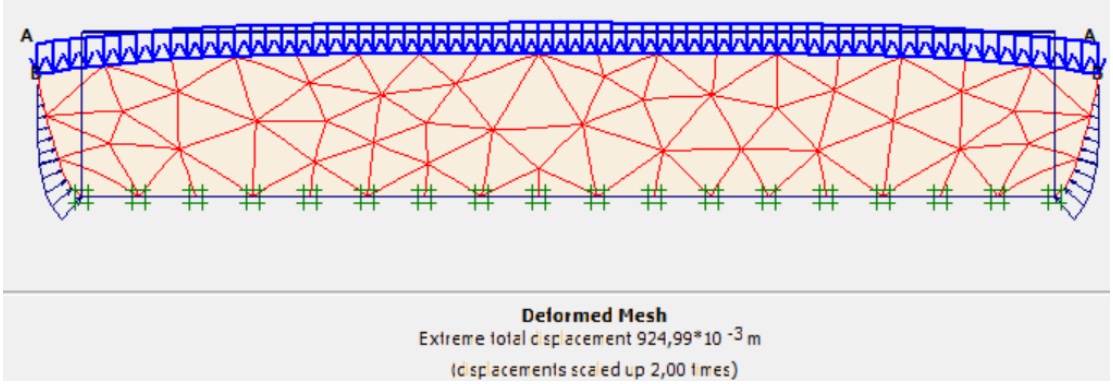


Figure 4.39: la déformation

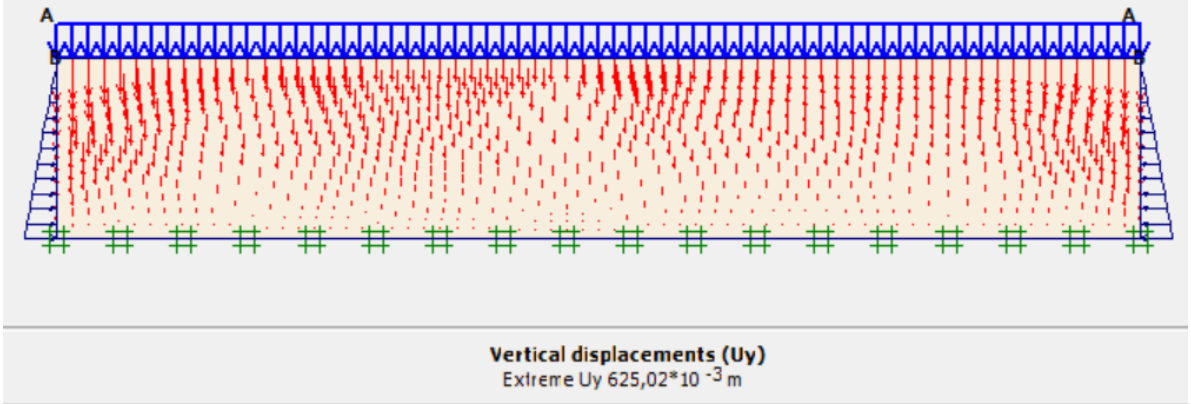


Figure 4.40: déplacement verticale

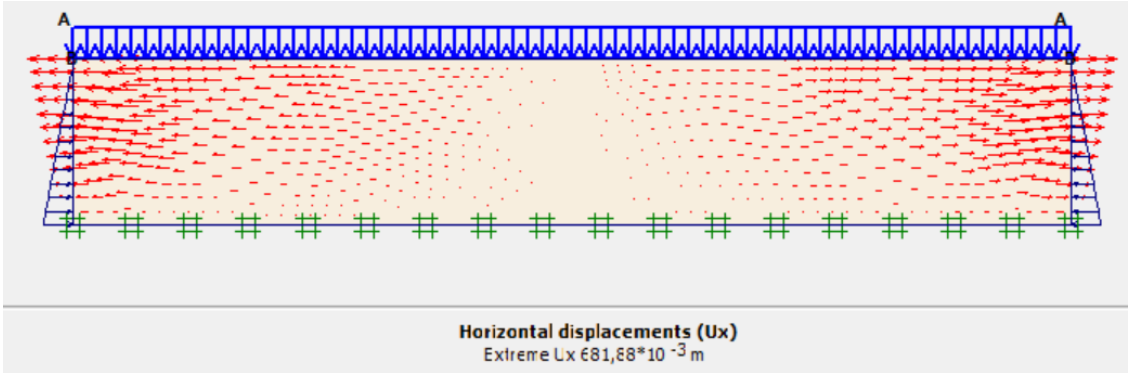


Figure 4.41: déplacement horizontal

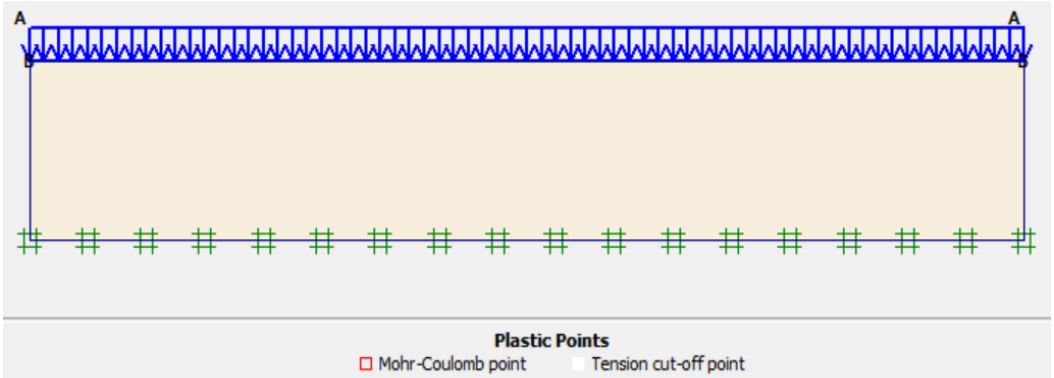


Figure 4.42: les points plastics

Phase2 :

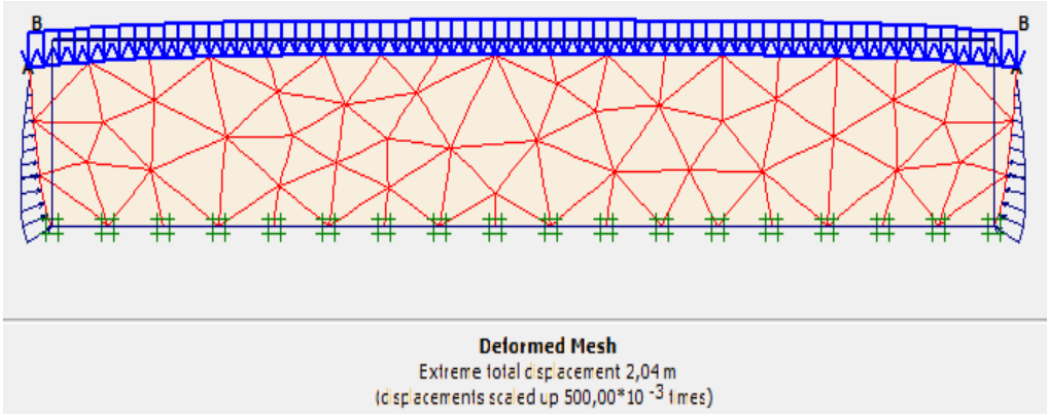


Figure 4.43: la déformation

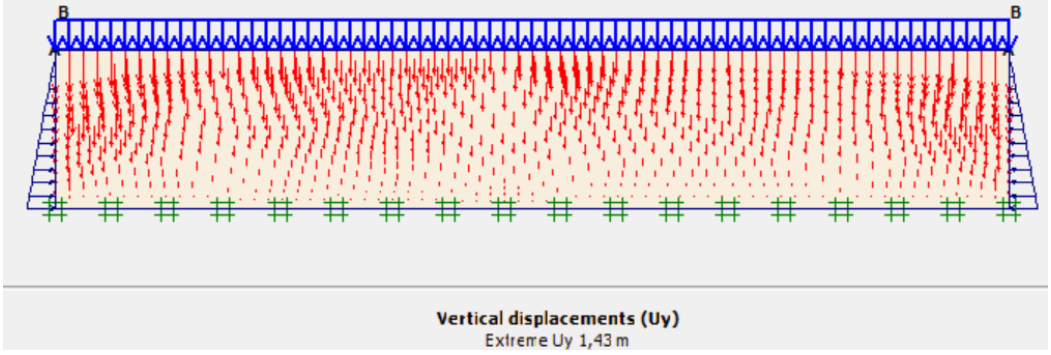


Figure 4.44: déplacement verticale

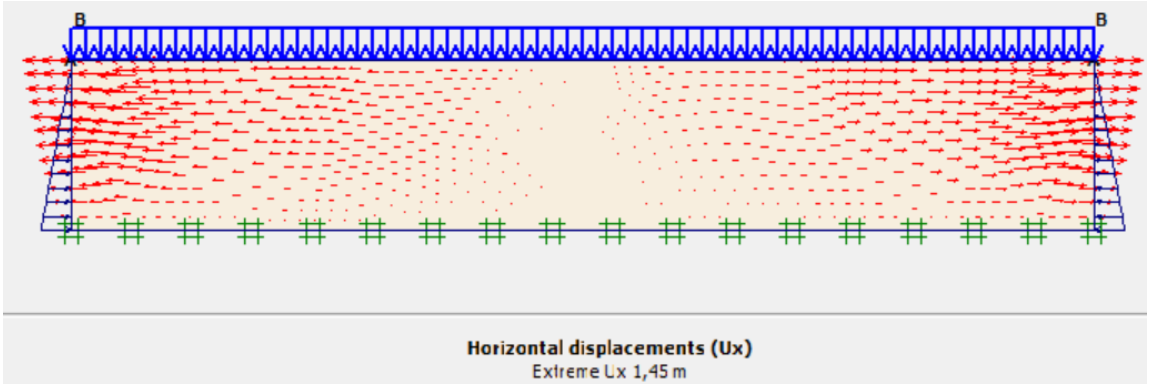


Figure 4.45: déplacement horizontale

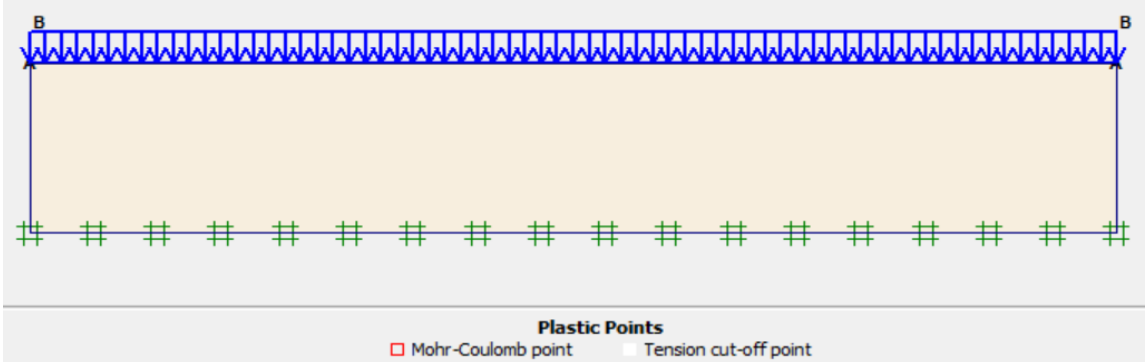


Figure 4.46: les points plastics

Phase3 :

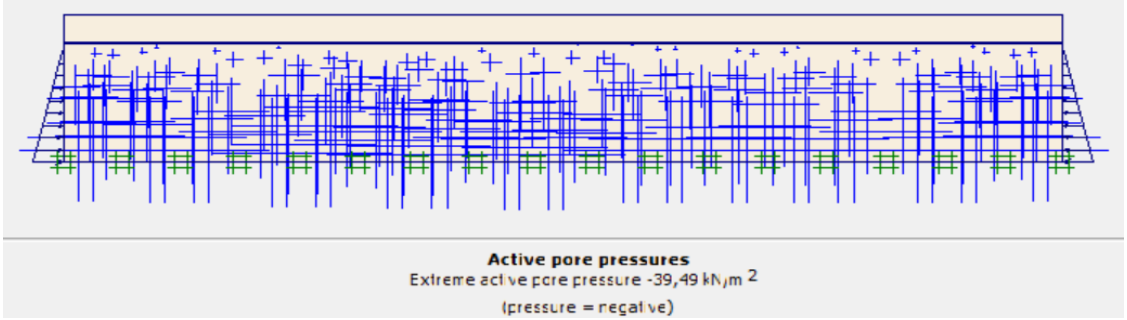


Figure 4.47: la pression interstitielle

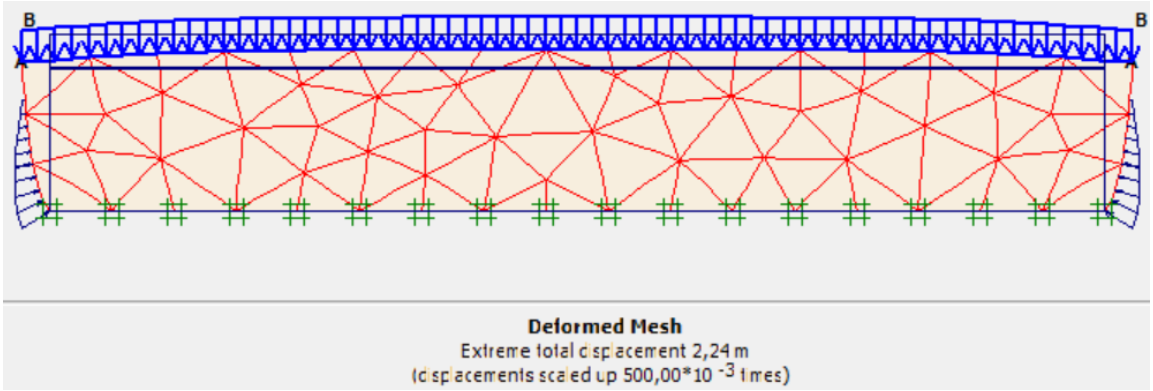


Figure 4.48: la déformation

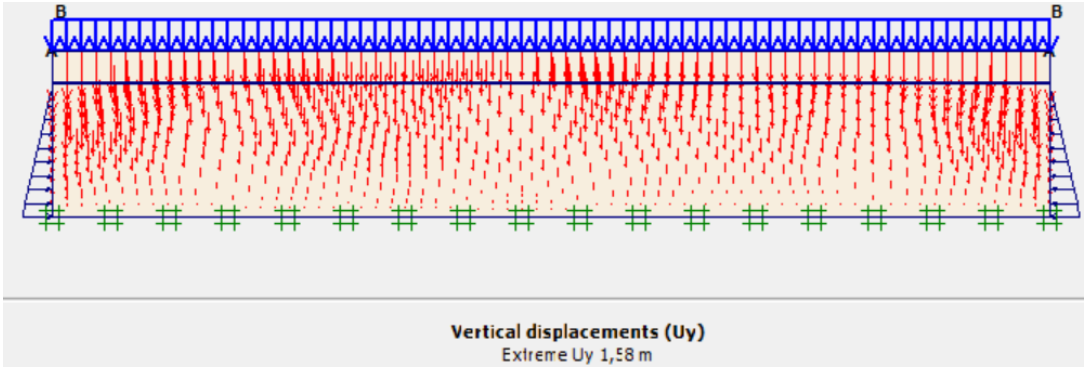


Figure 4.49: déplacement verticale

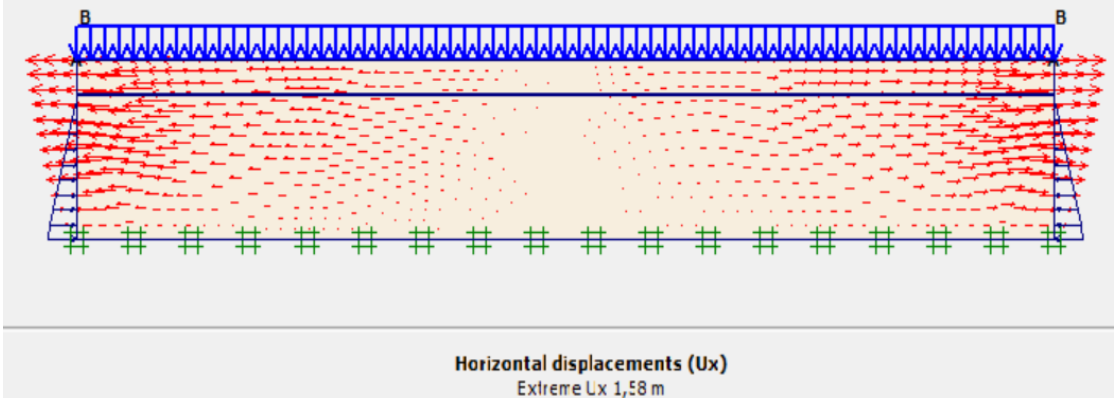


Figure 4.50: déplacement horizontale

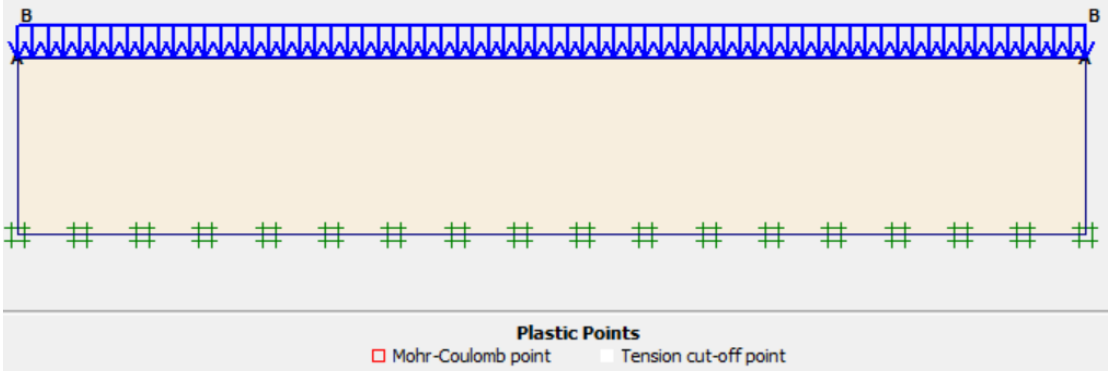


Figure 4.51: les points plastics

Les résultats présentés dans le tableau suivantes :

Tableau 4.2 : tableau de résultats de tassement par rapport à nu

Charge	Analytique	Numérique	Modèle libre	Modèle libre	Modèle liber
	μ=0	μ=0	μ=0,25	μ=0,35	μ=0,4
Q1	32	35	35,8	47,3	62,5
Q2	63	67	84,4	109	143
Décharge Hydraulique	83	83	94,1	121	158

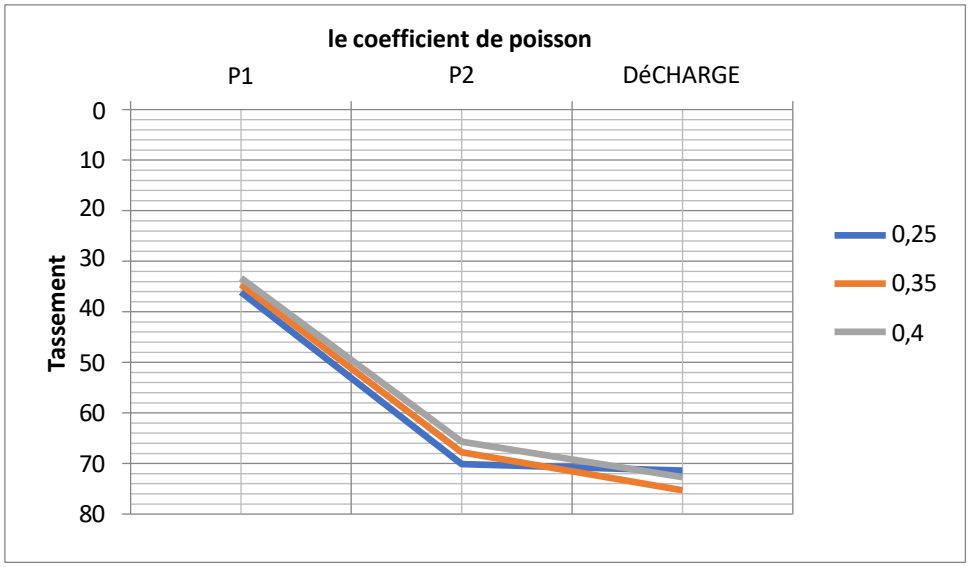


Figure 4.52: la courbe de tassement en fonction de charge

Ce graphique représente la relation entre le paramètre **ν** sur l'axe horizontal et le tassement sur l'axe vertical, pour trois valeurs différentes de ν

3. Rabattement de la nappe :

3.1. Rabattement de nappe de 1 mettre

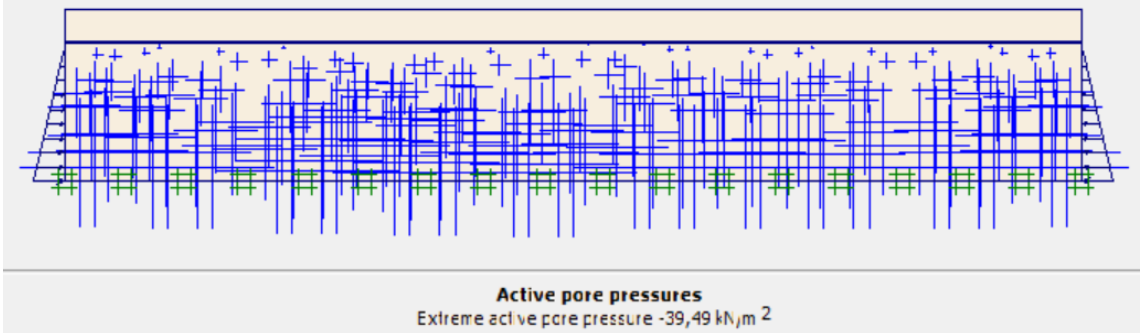


Figure 4.53: la pression interstitielle

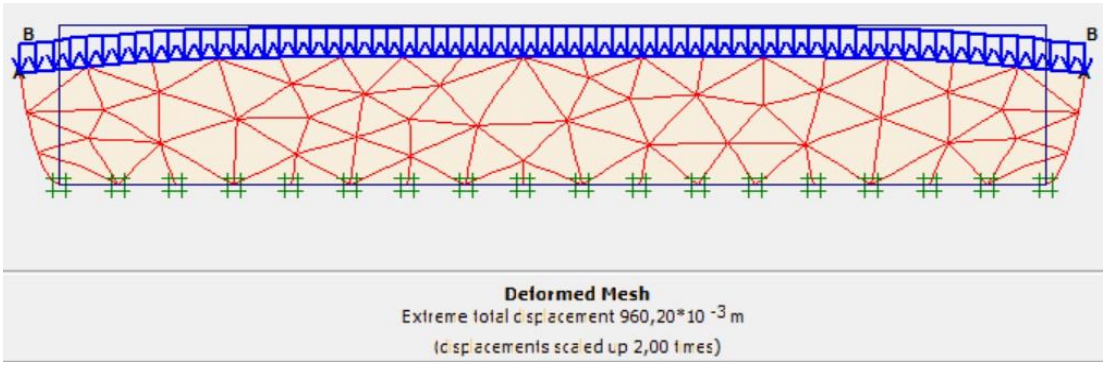


Figure 4.53: la pression interstitielle

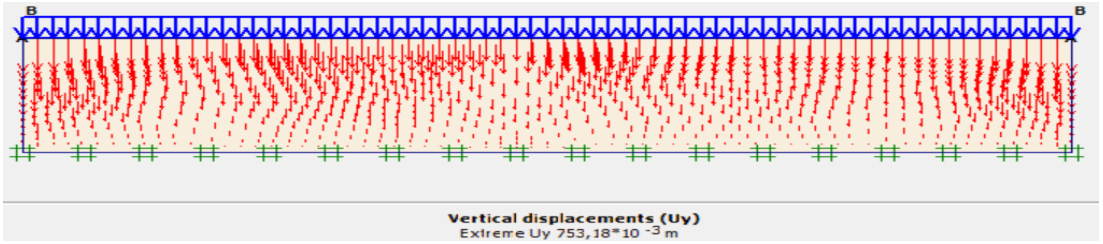


Figure 4.55 : déplacement verticale

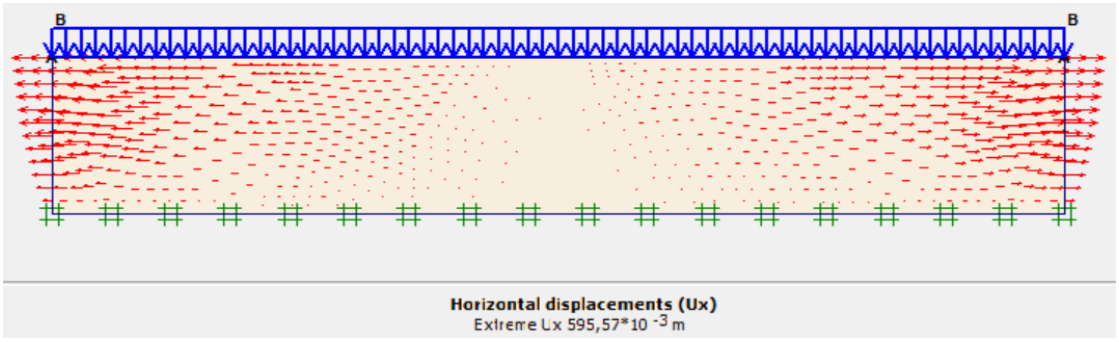


Figure 4.55 : déplacement verticales

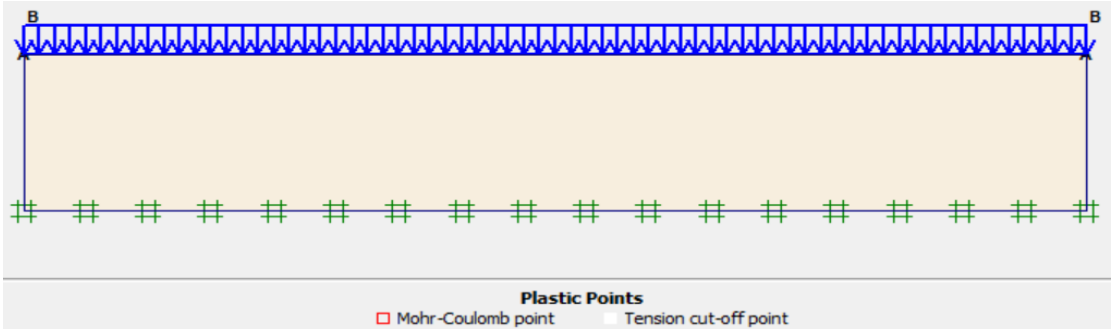


Figure 4.57: les points plastics

3.2. Rabattement de la nappe de 2mettre

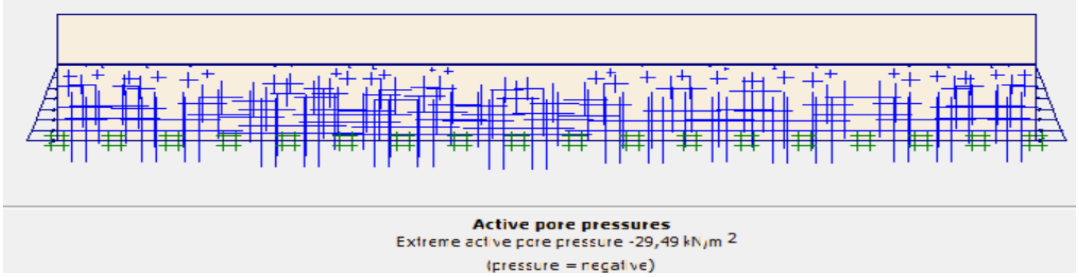


Figure 4.58: la pression interstitielle

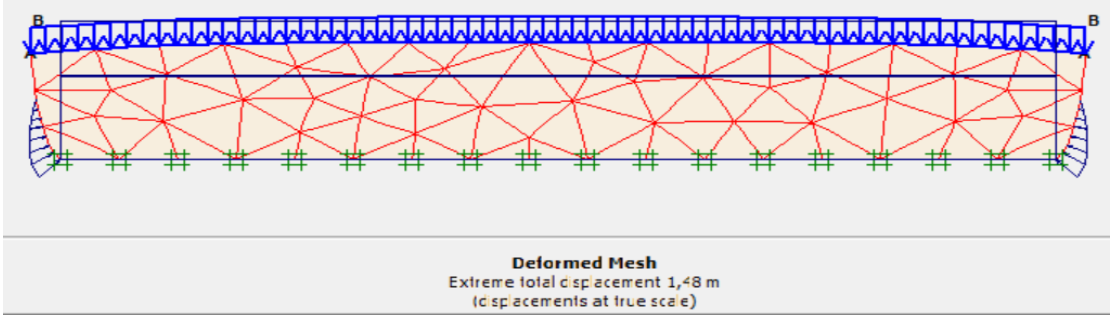


Figure 4.59: la déformation

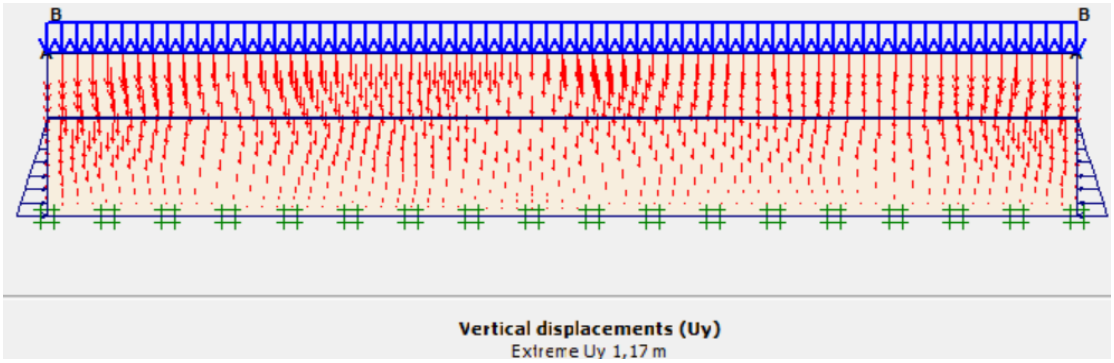


Figure 4.60: déplacement verticale

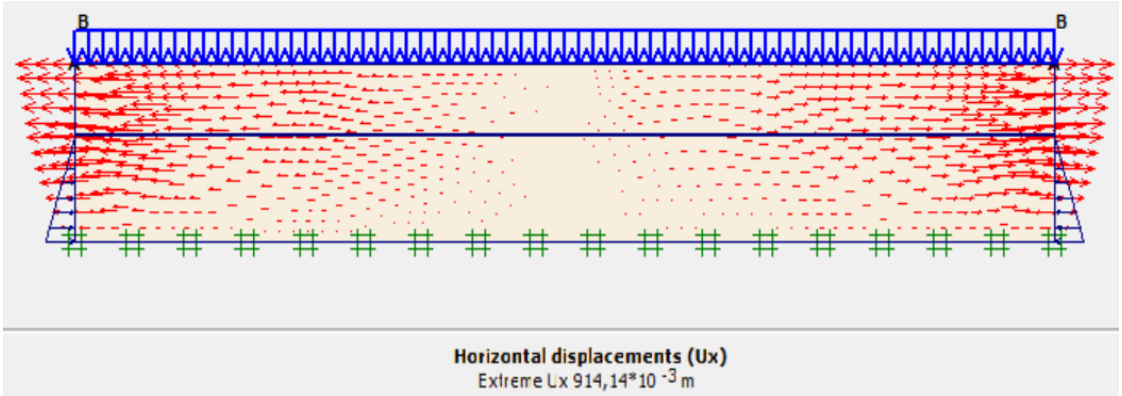


Figure 4.61 : déplacement horizontale

3.3. Rabattement de la nappe de 3 mettre :

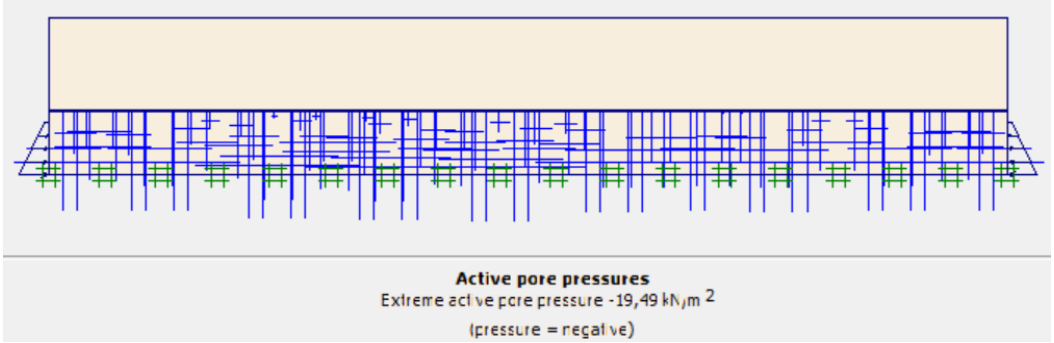


Figure 4.62: la pression interstitielle

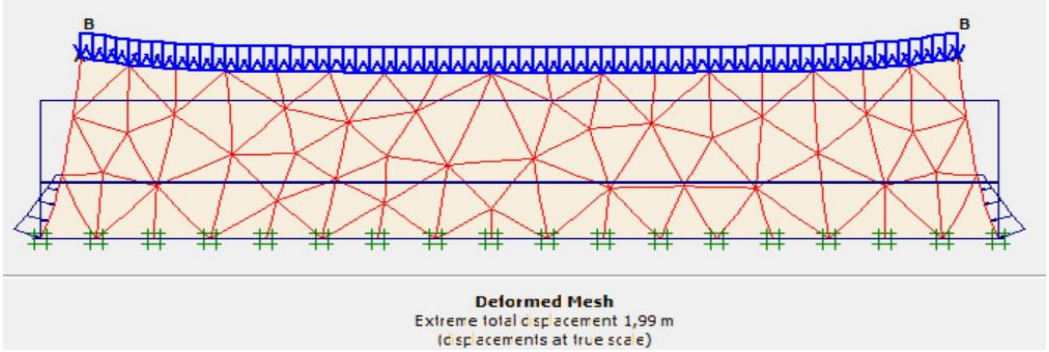


Figure 4.63: déformation

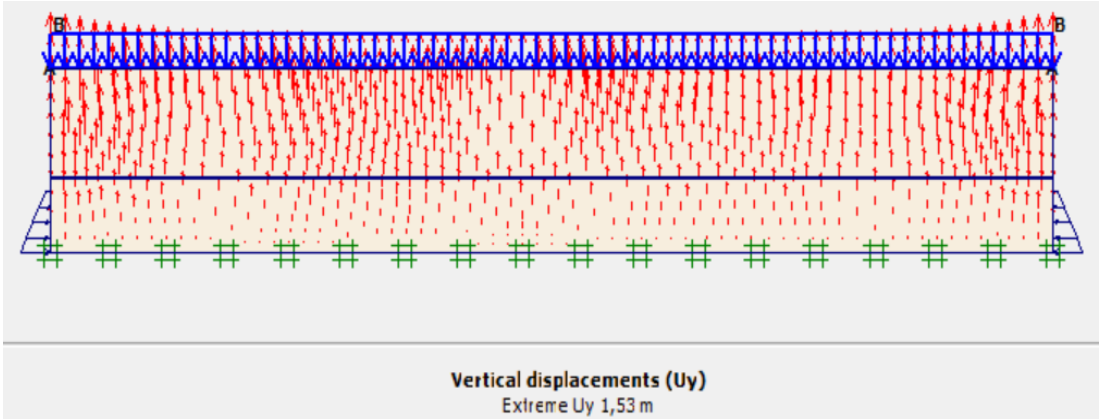


Figure 4.64: déplacement verticale

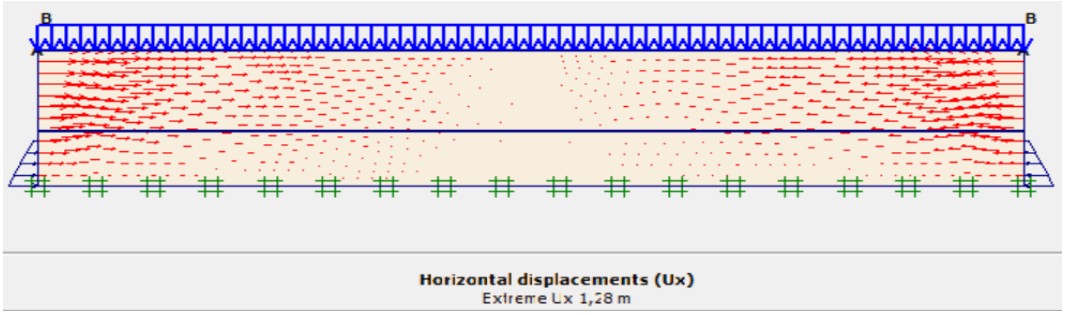


Figure 4.65: déplacement horizontale

Les résultats présentés dans le tableau suivants :

Tableau 4.3 : Évolution du tassement en fonction de la décharge hydraulique

Décharge hydraulique (cm)	**100**	**200**	**300**
Tassement (cm)	**75,3**	**117**	**153**

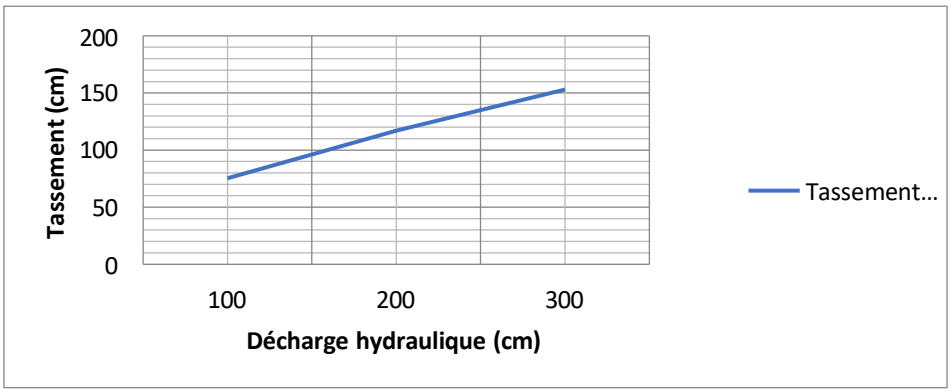


Figure 4.66 : la courbe de tassement en fonction de décharge hydraulique

Ce graphique présente la relation entre Décharge hydraulique (cm) : la quantité d'eau s'écoulant à travers le sol. Et le tassement (cm) : la compression verticale du sol.

La courbe montre une relation croissante entre la décharge hydraulique et le tassement du sol. À mesure que la décharge augmente, le tassement s'accentue, indiquant une diminution de la résistance du sol face aux variations hydrauliques. Cette tendance suggère une sensibilité significative du sol à la dépressurisation, ce qui doit être pris en compte dans la conception géotechnique pour éviter des instabilités ou des affaissements excessifs.

Conclusion :

L'étude paramétrique présentée dans ce chapitre a permis de mettre en évidence l'influence significative du coefficient de Poisson (ν) et du rabattement de la nappe phréatique sur le comportement géotechnique du modèle numérique simulé avec Plaxis. Les principaux constats sont les suivants :

Le coefficient de Poisson affecte directement le tassement vertical : plus ν est élevé, plus le tassement diminue, traduisant une plus grande capacité de déformation latérale du sol.

Le tassement augmente progressivement au fil des phases de chargement (P1 → P2 → Décharge), en accord avec la réponse mécanique attendue sous des charges croissantes.

Le rabattement de la nappe phréatique provoque une augmentation du tassement, conséquence de la réduction de la pression interstitielle et du réajustement des particules du sol.

La relation entre décharge hydraulique et tassement suit une tendance croissante quasi linéaire, indiquant une sensibilité marquée du sol à l'effet de l'écoulement d'eau.

En conclusion, les caractéristiques mécaniques et les conditions hydrauliques du sol jouent un rôle crucial dans son comportement global. Leur prise en compte rigoureuse est essentielle pour la conception et l'analyse des ouvrages géotechniques, en particulier dans les contextes sensibles aux variations de charge et d'humidité.

CONCLUSION GENERALE

Les conditions aux limites ont un effet fondamental sur le tassement des sols dans les analyses géotechniques que ce soit en laboratoire (essai œdométrique) ou en modélisation numérique. Elles influencent la manière dont le sol se déforme et donc l'estimation du tassement

- Blocage verticale empêche le déplacement vers le bas. Y'a pas de tassement
- Blocage horizontale empêche la dilatation latérale. Il y'a un tassement
- Libre plus proche des conditions aux limites réelles des sols. Tassement est réduit

Les conditions aux limites influencent

-le volume de sol mobilisé

-la distribution des contraintes

Et donc le niveau de tassement calculé.

Notre modélisation numérique a montré qu'il faut définir des conditions aux limites réalités et justifiées physiquement pour obtenir un tassement représentatif et réaliste du terrain naturel.

La variation du tassement en fonction du coefficient de Poisson (ν) est un sujet important en mécanique des sols et en modélisation numérique. Le tassement d'un sol compressible soumis à une charge verticale dépend de : l'élasticité du sol (modules E), la distribution de la contrainte et du coefficient de Poisson ν, qui contrôle la redistribution latérale des contraintes. Il est important de noter que :

- ν faible (0.2) le sol peut se contracter latéralement plus facilement → tassement plus important.
- ν élevé (0.45) le sol se dilate peu latéralement → tassement plus réduit.

La modélisation numérique par Plaxis montre que : Lorsque on augmente ν dans un modèle :

- Le sol devient plus incompressible latéralement,
- Mais le volume total de déformation verticale peut diminuer,
- Donc le tassement sous fondation peut être réduit,
- sauf en cas de conditions aux limites particulières (sol confiné)

Références bibliographiques

[1] Combarieu., O (2008), Formules pour le calcul du tassement des sols compressibles par la méthode œdométrique. Revue Française de Géotechnique. N. 124. PP. 31-44.

[2] Sanglerat, G., Olivari, G., & Cambou, B. (s.d.). Cours pratique de mécanique des sols et de fondation (Tome 2).

[3] Betehi, C. (2010). Comportement des sols compressibles (Mémoire de Magister). Université de Guelma, Faculté des Sciences et Sciences de l'Ingénierie.

[4] Aouati, Y. (2015). Modélisation des essais géotechniques par le logiciel PLAXIS (Mémoire de Master). Université de Guelma.

[5] Bouabdallah, L. (s.d.). Cours de mécanique des sols 2 – 3e année Licence Génie Civil.

[6] Anonyme. (s.d.). Tassements et consolidation des sols – Chapitre 5. Essai standardisé selon la norme XP CEN ISO/TS 17892-5.

[7] Anonyme. (s.d.). Chapitre 3 : Tassement et consolidation.

[8] Geotechnique HSE. (s.d.). Essai de consolidation du sol. Consulté sur : https://geotechniquehse.com/essai-consolidation-sol/

[9] Wikipédia. (s.d.). Consolidation (sol). Consulté sur : https://fr.wikipedia.org/wiki/Consolidation_(sol)

[10] Craig, R. F. (2004). Soil Mechanics (7e éd.). Spon Press.

[11] Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1969). Soil Mechanics. John Wiley & Sons.

[12] Das, B. M. (2010). *Principles of Geotechnical Engineering* (7e éd.). Cengage Learning.

[13] Delage, P., & Dumontet, H. (2001). Mécanique des sols : comportements et modélisation. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.

[14] Magnan, J.-P., & Schlosser, F. (1996). Mécanique des sols, tome 1 : Propriétés physiques des sols et identification. Éditions Eyrolles.