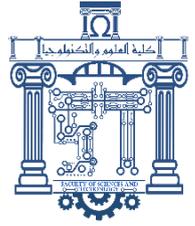




Republique Algerienne Democratique Et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche
Scientifique



جامعة الشهيد العربي التبسي-تبسة -
Université Echahid Cheikh Larbi Tébessi- Tébessa –

Faculté des Sciences et de la Technologie
Département de Genie Civil

MEMOIRE

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

Filière : **Génie Civil**
Spécialité : **Géotechnique**

Par :
KHEDIRI Ismail
FARHANI Taoufik

THEME

**ÉTUDE EXPERIMENTALE ET MODELISATION DU
COMPORTEMENT D'UN SOL EXTRAIT DU DRAGAGE**

Présenté et soutenu publiquement, le 25/06/2024, devant le jury composé de :

LAOUAR Mohamed Salah
FERNANE Ali
HAOUAM Abdelkader
Malaoui Rachida

Professeur
MAA
Professeur
MCB

Rapporteur
Corapporteur
Président
Examinatrice

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

*A ma très Chère Mère, qui est pour moi une source de réconfort,
qui avec son amour et sa
patience m'a donné le meilleur d'elle-même,*

A mes sœurs,

A toute la famille, les amis,

Enfin, les mots les plus simples étant les plus forts.

TAOUFIK

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents qui n'ont pas cessé de me soutenir et me donner le meilleur d'eux même tout au long de ma formation,

*A mes frères et sœurs,
Ma famille,*

*A mon collègue Farhani Taoufik,
Aux étudiants de master 2 et de licence,*

*A mon amie le gentille l'étudiante Sehili Khadija,
et aux professeurs membres du jury.*

ISMAIL

Remerciement

*Il est primordialement de remercier
« ALLAH EL KARIM »
de nous avoir donné le courage, la patience et la santé
tout au long de notre parcours
de nous avoir permis d'aller jusqu'à la fin de notre modeste
travail et de pouvoir
le mettre en forme dans le présent manuscrit.*

*Nous tenons tout d'abord à remercier nos directeurs de mémoire,
Pr. Laouar Mohamed Salah et Dr. Fernane Ali,
pour leur encadrement précieux, leur confiance et l'attention
qu'ils nous ont accordées tout au long de ce travail*

*Nous remercions aussi Dr. Fares Abdelhafid, pour son aide et son
encouragement pour ce travail.*

*Nous tenons également à remercier tous les professeurs du
département de génie civil pour leur patience et leur encadrement
tout au long de notre parcours académique.*

Liste des symboles

W_L	limite de liquidité
W_P	limite de plasticité
I_p	l'indice de plasticité
VBS	valeur au bleu de méthylène du sol
W_{CaCO_3} (%)	teneur en carbonates
$\gamma_{d \max}$	pois volumique sec maximale
N	effort normal de compression
W_{opt}	Teneur en eau optimale
U	pression interstitielle
CC	l'indice de compression
C_g	coefficient de gonflement
C_u	Coefficient d'uniformité (coefficient de Hazen)
C_c	Coefficient de courbure
D_{10}	diamètre considéré relatif au pourcentage 10 %
D_{30}	diamètre considéré relatif au pourcentage 30 %
D_{60}	diamètre considéré relatif au pourcentage 60 %
D_y	ouverture des tamis laissant passer y% du poids des grains
B	masse de bleu introduite
M_0	Masse de pycnomètre
M_1	Masse de (pycnomètre + grains solides)
M_2	Masse de (pycnomètre + grains solides + eau)
M_3	Masse de (pycnomètre + eau)
γ_h	pois volumique humide
γ_d	pois volumique sec
K_0	Coefficient de poussé de terre au repos
ϕ_u	Angle de frottement non drainé
C'	cohésion (effective)
ϕ'	Angle de frottement effectif
E_{50}^{ref}	Module de déformation plastique sécant dans un essai triaxial
E_{oed}^{ref}	Module de déformation plastique tangent dans un essai œdométrique

m	Puissance
E_{ur}^{ref}	Module en décharge / recharge
ν_{ur}	Coefficient de poisson en décharge /recharge élastique
p_{ref}	Contrainte de référence
K_{0nc}	K_0 - consolidation
R_f	Coefficient à la rupture
$C_{increment}$	Cf. modèle de Mohr-Coulomb
γ_{sat}	Poids volumique saturé
γ_{unsat}	Poids volumique non saturé
k_x	Perméabilité horizontale
K_y	Perméabilité verticale
E_{ref}	Module d'Young de référence
ν	Coefficient de poisson
c	Cohésion
ϕ	Angle de frottement
Ψ	Angle de dilatance
R_{inter}	Facteur de rigidité de l'interface
E	Module d'Young
c_{ref}	Cohésion de référence
U_x	déplacement horizontale
U_y	déplacement verticale
σ_{xx}	Contrainte horizontale
σ_{yy}	Contrainte verticale
σ'_{xy}	Contrainte tangentielle

Liste des tableaux

CHAPITRE II :

Tableau 2.1 Les Barrages et retenues d'eau dans la wilaya de Tébessa (DHT, 2021) 26

Tableau 2.2 Evolution annuelles du niveau d'eau dans la retenue de Safsaf El Ouesra 32

CHAPITRE III :

Tableau 3.1 programme des essais de caractérisation 36

Tableau 3.2 Granulométries par tamisage des sols reconstitués 39

Tableau 3.3 Granulométries par sédimentométrie de sol 1 39

Tableau 3.4 Granulométries par sédimentométrie de sol 2 40

Tableau 3.5 Classification de sol selon coefficient d'uniformité 41

Tableau 3.6 Récapitulatif des caractéristiques de l'analyse granulométrique du sol d'étude 41

Tableau 3.7 Poids spécifiques de l'échantillon de sédiment 1 43

Tableau 3.8 Poids spécifiques de l'échantillon de sédiment 2 43

Tableau 3.9 Teneurs en eau moyenne et La limite de liquidité moyenne de sol 1 45

Tableau 3.10 Teneurs en eau moyenne et La limite de liquidité moyenne de sol 2 45

Tableau 3.11 Valeur de limite de plasticité de sol 1 46

Tableau 3.12 Valeur de limite de plasticité de sol 2 47

Tableau 3.13 Nature du sol selon l'indice de plasticité 47

Tableau 3.14 la classification de l'activité des sols 49

Tableau 3.15 Activité des principales familles d'argiles (Skempton, 1984) 49

Tableau 3.16 Résultats de l'essai bleu méthylène 51

Tableau 3.17 Classification de sol par valeur de bleu de méthylène 51

Tableau 3.18 Classement des sols selon Valeur de VBS 52

Tableau 3.19 Surface spécifique des minéraux argileux les plus courants, Mitchell (1993) 53

Tableau 3.20 Classement des sols selon classification de Mitchell (1993) 53

Tableau 3.21 Teneur en carbonate de calcium 54

Tableau 3.22 les résultats du Ph 55

Tableau 3.23 Résultats essai Proctor normal Sol 1 et 2 58

CHAPITRE IV :

Tableau 4.1 Les caractéristiques initiales de l'échantillon	62
Tableau 4.2 des contraintes de rupture pour l'essai de cisaillement	63
Tableau 4.3 Résultats expérimentaux de l'essai œdométrique	66
Tableau 4.4 Type de sol par rapport module œdométrique E_{eod}	67
CHAPITRE V :	
Tableau 5.1 Paramètre du Mohr-Coulomb	73
Tableau 5.2 Paramètres de rigidité	73
Tableau 5.3 Paramètres avancés	73
Tableau 5.4 Paramètres de sol pour le modèle MC	75
Tableau 5.5 Paramètres de sol pour le modèle HSM	75
Tableau 5.6 Les étapes de calcul numérique par Plaxis pour les essais œdométrique à chargement par palier(MC)	90
Tableau 5.7 Les étapes de calcul numérique par Plaxis pour les essais œdométrique à chargement par palier(HSM)	94

Liste des figures

CHAPITRE I :

Figure 1.1 Classification des sédiments selon leurs tailles suivant l'échelle de Wentworth	7
Figure 1.2 vue générale d'un bassin versant	9
Figure 1.3 Schéma du processus de l'envasement des barrages	11
Figure 1.4 Phases de sédimentation	11
Figure 1.5 Diagramme de Hjulstrom (Boulvain, 2017)	12
Figure 1.6 Facteurs d'érosion	12
Figure 1.7 Erosion en nappe	13
Figure 1.8 Erosion linéaire	13
Figure 1.9 Erosion par ravinement	14
Figure 1.10 Classification du transport solide	14
Figure 1.11 Problèmes posés par la sédimentation	15
Figure 1.12 Dragage hydraulique	19
Figure 1.13 Pompe hydraulique	19
Figure 1.14 Dragage mécanique	20
Figure 1.15 Dragage à l'Américaine	21
Figure 1.16 Moyens de lutte contre l'envasement	22

CHAPITRE II :

Figure 2.1 Vue générale d'une structure de barrage	26
Figure 2.2 Situation géographique de la commune de Safsaf El Ouesra (zone d'étude) (a), Safsaf El Ouesra sur la carte de Tébessa (b) et de l'Algérie(c) (Soufi, 2016)	27
Figure 2.3 le barrage de Safsaf el Ouesra (wilaya de Tebessa)	28
Figure 2.4 Le bassin versant du barrage	28
Figure 2.5 Représentation par satellite le barrage et le bassin versant de Safsaf El Ouesra (Google earth, 2024)	29
Figure 2.6 Diagramme ombrothermique de la région de Tébessa l'année 2020.	30
Figure 2.7 Vue latérale de la structure du barrage	31

CHAPITRE III :

Figure 3.1 Matériels pour analyse granulométrique par tamisage et par sédimentométrie	39
Figure 3.2 Courbes granulométriques des deux échantillons	40

Figure 3.3 Appareillage de l'essai densités spécifiques	42
Figure 3.4 Variation d'états de consistance d'un sol fin	43
Figure 3.5 Appareillage pour l'essai des limites d'Atterberg	44
Figure 3.6 Procédure pour l'essai de limite de plasticité	46
Figure 3.7 Positionnement des sols testés sur l'abaque de Casagrande	48
Figure 3.8 Tache référence d'essai bleu de méthylène	50
Figure 3.9 manipulation de l'essai calcimétrie	54
Figure 3.10 Mesure de l'acidité de sédiment de drague par un appareil de pH-mètre	55
Figure 3.11 préparation le matériau avec la teneur en eau désiré	56
Figure 3.12 Les courbes de l'essai Proctor normal	58
CHAPITRE IV :	
Figure 4.1 Appareillage de l'essai de cisaillement	61
Figure 4.2 Représentation schématique de la boîte de cisaillement	61
Figure 4.3 Courbes contrainte – déplacement et détermination de ϕ et C	62
Figure 4.4 Courbes expérimentales contraintes de cisaillement/déplacement pour sediment	63
Figure 4.5 La courbe enveloppe du so	63
Figure 4.6 Représentation schématique d'une cellule œdométrique	64
Figure 4.7 Courbe de compressibilité oedométrique	65
Figure 4.8 Courbe de compressibilité déplacement Vs contrainte effective verticale	66
Figure 4.9 Courbe œdométrique de sédiment étudié	66
CHAPITRE V :	
Figure 5.1 Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb	70
Figure 5.2 Définition du module à 50% de la rupture	71
Figure 5.3 Modèle géométrique de la boîte de cisaillement	74
Figure 5.4 information générale sue le Maillage du modèle	76
Figure 5.5 Maillage du modèle par des éléments triangulaires a 15 nœuds	76
Figure 5.6 génération de pression interstitielle ($198.99 \cdot 10^{-3}$ kN/m ²)	77
Figure 5.7 génération des contraintes initiales ($208.94 \cdot 10^{-3}$ kN/m ²)	77
Figure 5.8 phase 4 : déformation de maillage ($12.10 \cdot 10^{-3}$ m)	79
Figure 5.9 déplacement maximal ($12.10 \cdot 10^{-3}$ m)	79
Figure 5.10 Répartition des contraintes de cisaillement (177.22 KN/m ²)	79
Figure 5.11 Distribution des points plastiques	80

Figure 5.12 Evolution du déplacement hiorizontale ($131.46 \cdot 10^{-6}$ m)	80
Figure 5.13 Variation du déviateur de contrainte en fonction de la contrainte moyenne en utilisant le Modèle Mohr Coulomb	80
Figure 5.14 Variation du contrainte-déplacement en utilisant le Modèle Mohr Coulomb	81
Figure 5.15 information générale sur le Maillage du modèle	81
Figure 5.16 Maillage et conditions aux limites du modèle	81
Figure 5.17 génération de pression interstitielle ($198.99 \cdot 10^{-3}$ kN/m ²)	82
Figure 5.18 génération des contraintes initiales ($187.05 \cdot 10^{-3}$ kN/m ²)	82
Figure 5.19 phase 4 : déformation de maillage ($12.18 \cdot 10^{-3}$ m)	84
Figure 5.20 déplacement horizontal maximal ($12.18 \cdot 10^{-3}$ m)	84
Figure 5.21 Répartition des contraintes de cisaillement max (195.15 kN/m ²)	84
Figure 5.22 Distribution des points plastiques dans le sol au cours de la rupture	85
Figure 5.23 Répartition des déplacements horizontal dans l'échantillon ($8.48 \cdot 10^{-6}$ m)	85
Figure 5.24 Variation du déviateur de contrainte en fonction de la contrainte moyenne en utilisant le Modèle de comportement HSM	85
Figure 5.25 Courbe de contrainte-déplacement d'essai de cisaillement (HSM)	86
Figure 5.26 Géométrie du modèle pour l'essai œdométriques (consolidation unidimensionnelle)	87
Figure 5.27 Condition aux limites en chargements et en déplacements. Les éléments utilisés dans le maillage sont des éléments triangulaires à 15 nœuds	87
Figure 5.28 information générale sur le Maillage du modèle	88
Figure 5.29 Maillage et conditions aux limites du modèle	88
Figure 5.30 Condition aux limites hydrauliques	89
Figure 5.31 génération des pressions interstitielles ($198.46 \cdot 10^{-3}$ kN/m ²)	89
Figure 5.32 génération des contraintes effectives initiales ($208.38 \cdot 10^{-3}$ kN/m ²)	89
Figure 5.33 Les étapes du calcul numérique sur l'écran du logiciel Plaxis Calculate	91
Figure 5.34 variation du déviateur de contrainte au cours de l'essai œdométrique en utilisant le modèle de comportement Mohr coulomb	91
Figure 5.35 Courbe Contrainte-déplacement d'essai oedométrique (MC)	92
Figure 5.36 information générale sur le Maillage du modèle	92
Figure 5.37 Maillage et conditions aux limites du modèle	92
Figure 5.38 génération des pressions interstitielles ($198.46 \cdot 10^{-3}$ kN/m ²)	93
Figure 5.39 génération des contraintes effectives initiales ($186.55 \cdot 10^{-3}$ kN/m ²)	93

Figure 5.40 Les étapes du calcul numérique sur l'écran du logiciel Plaxis Calculate	94
Figure 5.41 Variation de déviateur de contrainte au cours de l'essai œdométrique en utilisant le modèle de comportement HSM	95
Figure 5.42 Courbe Contrainte-déplacement d'essai oedométrique (HSM)	95
Figure 5.43 Variation des déviateurs de contraintes (MC) et (HSM) sous une charge verticale 50 [KPa]	95
Figure 5.44 Variation des déviateurs de contraintes (MC) et (HSM) sous une charge verticale 100 [KPa]	96
Figure 5.45 Variation des déviateurs de contraintes (MC) et (HSM) sous une charge verticale 200 [KPa]	96
Figure 5.46 Variation des contraintes de cisaillement en fonction des déplacements sous une charge 50 [KPa]	96
Figure 5.47 Variations des contraintes de cisaillements en fonction de déplacement sous une charge verticale 100 [KPa]	97
Figure 5.48 Variations des contraintes de cisaillements en fonction de déplacement sous une charge verticale 200 [KPa]	97
Figure 5.49 comparaison des déviateurs de contrainte (MC) et (HSM)	97
Figure 5.50 comparaison de contrainte-déplacement (MC) et (HSM)	98

Résumé

Ce mémoire de master propose une approche intégrée pour l'étude des sédiments accumulés dans le réservoir d'un barrage de Safsaf elOuesra, combinant des essais expérimentaux en laboratoire et une modélisation numérique. Le travail se décompose en deux volets principaux : d'une part, une série d'essais de caractérisation et de tests mécaniques réalisés en laboratoire, et d'autre part, une modélisation numérique effectuée à l'aide du logiciel Plaxis.

Les essais de caractérisation comprennent des analyses granulométriques, et chimiques des échantillons de sédiments. Ces analyses permettent de déterminer la composition, la distribution granulométrique et les propriétés chimiques des sédiments, fournissant ainsi une base solide pour les études ultérieures. Les essais mécaniques, quant à eux, visent à évaluer les propriétés physiques et mécaniques des sédiments, notamment leur cohésion, leur angle de frottement interne et leur comportement sous différentes contraintes.

La modélisation numérique avec Plaxis constitue le second volet de cette recherche. Plaxis, un logiciel de modélisation par éléments finis spécialisé dans les applications géotechniques, est utilisé pour simuler le comportement des sédiments sous diverses conditions. Cette modélisation permet de prévoir l'évolution du dépôt de sédiments et d'évaluer leur impact potentiel sur la stabilité et la performance du barrage.

En intégrant ces approches expérimentales et numériques, ce travail vise à fournir une compréhension complète et détaillée des caractéristiques et du comportement des sédiments du barrage. Les résultats obtenus contribuent à l'élaboration de stratégies efficaces pour la gestion et l'entretien des réservoirs, ainsi qu'à la préservation des infrastructures hydrauliques et des ressources en eau.

Mots clés : *Sédiments, Barrage de Safsaf elOuesra, Essais expérimentaux, Modélisation numérique, Plaxis.*

Abstract

This master's thesis proposes an integrated approach to the study of sediments accumulated in the reservoir of the Safsaf elOuesra dam, combining experimental laboratory tests and numerical modeling. The work is divided into two main parts: on one hand, a series of characterization and mechanical tests conducted in the laboratory, and on the other hand, numerical modeling performed using the Plaxis software.

The characterization tests include granulometric and chemical analyses of sediment samples. These analyses help determine the composition, granulometric distribution, and chemical properties of the sediments, providing a solid foundation for subsequent studies. The mechanical tests aim to evaluate the physical and mechanical properties of the sediments, particularly their cohesion, internal friction angle, and behavior under different stresses.

The numerical modeling with Plaxis constitutes the second part of this research. Plaxis, a finite element modeling software specialized in geotechnical applications, is used to simulate the behavior of the sediments under various conditions. This modeling allows predicting the evolution of sediment deposition and assessing their potential impact on the stability and performance of the dam.

By integrating these experimental and numerical approaches, this work aims to provide a comprehensive and detailed understanding of the characteristics and behavior of the dam sediments. The obtained results contribute to the development of effective strategies for reservoir management and maintenance, as well as the preservation of hydraulic infrastructure and water resources.

Keywords: *Sediments, Safsaf elOuesra Dam, Experimental Tests, Numerical Modeling, Plaxis.*

ملخص

يقترح هذا البحث لنيل درجة الماجستير نهجاً متكاملاً لدراسة الرواسب المترابطة في خزان سد صفصاف الوسرة، من خلال الجمع بين التجارب المعملية والنمذجة الرقمية. يتكون العمل من جزأين رئيسيين: من ناحية، سلسلة من اختبارات التوصيف والاختبارات الميكانيكية التي تم إجراؤها في المختبر، ومن ناحية أخرى، النمذجة الرقمية باستخدام برنامج Plaxis.

تشمل اختبارات التوصيف تحليلات حبيبية وكيميائية لعينات الرواسب. تتيح هذه التحليلات تحديد التركيب والتوزيع الحجمي والخصائص الكيميائية للرواسب، مما يوفر أساساً مثيراً للدراسات اللاحقة. أما الاختبارات الميكانيكية، فهي تهدف إلى تقييم الخصائص الفيزيائية والميكانيكية للرواسب، لا سيما تماسكها وزاوية احتكاكها الداخلي وسلوكها تحت ضغوط مختلفة.

تُشكل النمذجة الرقمية باستخدام Plaxis الجزء الثاني من هذا البحث. يستخدم Plaxis ، وهو برنامج نمذجة بالعناصر المحدودة متخصص في التطبيقات الجيوتكنيكية، لمحاكاة سلوك الرواسب تحت ظروف مختلفة. تُمكن هذه النمذجة من التنبؤ بتطور ترسب الرواسب وتقييم تأثيرها المحتمل على استقرار وأداء السد.

من خلال دمج هذه الأساليب التجريبية والرقمية، يهدف هذا العمل إلى تقديم فهم شامل ومفصل لخصائص وسلوك رواسب السد. تسهم النتائج المتحصلة عليها في تطوير استراتيجيات فعالة لإدارة وصيانة الخزانات، وكذلك الحفاظ على البنية التحتية الهيدروليكية والموارد المائية.

الكلمات المفتاحية: رواسب، سد صفصاف الوسرة، تجارب معملية، نمذجة رقمية، Plaxis.

Sommaire

INTRODUCTION GENERALE.....	2
CHAPITRE I :	
La gestion de la sédimentation des barrages.....	5
1.1. Introduction.....	5
1.2. Particules rencontrées dans les sédiments de barrage et portuaires.....	6
1.2.1. Gravier.....	6
1.2.2. Sables.....	6
1.2.3. Limons.....	6
1.2.4. Argiles.....	6
1.2.5. Matières organiques.....	6
1.2.6. Matières chimiques et polluants.....	7
1.3. Idées pertinentes relatives à l'étude des particules sédimentaire.....	8
1.4. Concepts clés pour l'étude des sédiment.....	9
1.4.1. Bassin versant.....	9
1.5. Processus de sédimentation dans les barrages.....	10
1.5.1. Transport des Sédiments.....	10
1.5.2. Déposition des Sédiments.....	10
1.5.3. Envasement des Barrages.....	10
1.5.4. Phases de l'érosion et du transport des sédiments.....	10
1.6. Évolution des phases de sédimentation.....	11
1.6.1. L'érosion des sols.....	11
1.6.1.1. Les types d'érosion.....	13
1.6.2. Transport solide.....	14
1.6.2.1. Transport solide par charriage.....	14
1.6.2.2. Transport solide en suspension.....	14
1.1.7. Problèmes posés par la sédimentation.....	14
1.7.1. Réduction de la capacité.....	15
1.7.2. Sécurité de l'ouvrage.....	15
1.7.3. Blocage des vannes.....	16
1.7.4. Dégradation de la qualité de l'eau (Accélération de l'eutrophisation).....	16
1.7.5. Sédimentation dans les canaux d'irrigation.....	17
1.8. Techniques de dévasement.....	17
1.8.1. Soutirage.....	17
1.8.2. Dragage.....	18
1.8.2.1. Les types de dragages.....	18
1.8.2.2. Dragage hydraulique.....	18
1.8.2.3. Dragage mécanique.....	19
1.8.2.4. Dragage à l'Américaine.....	20
1.9. Différents moyens de dragage sont envisageables.....	21
1.10. Conclusion.....	22
CHAPITRE II :	
2. Situation géographique et caractéristiques générales du barrage de Safsaf el Ouesra.....	25

2.1. Généralités sur les barrages.....	25
2.2. Les barrages de la région de Tebessa.....	26
2.3. Description et situation géographique de la zone d'étude.....	27
2.4. Délimitation du barrage.....	27
2.5. Climat.....	29
2.6. Caractéristiques techniques et hydrauliques du barrage de Safsaf El Ouesra.....	31
2.7. Composition de l'aménagement du barrage.....	31
2.7.1. La Digue.....	31
2.7.2. Batardeau Amont.....	32
CHAPITRE III :	
3. Etude Expérimentale.....	34
3.1. Introduction.....	34
3.2. Essais de caractérisation des sédiments du barrage de Safsaf el Ouesra.....	34
3.2.1. Évaluer la stabilité des sols.....	35
3.2.2. Prévoir les interactions sol-eau.....	35
3.2.3. Minimiser les impacts environnementaux.....	35
3.3. Protocole expérimental et essais de caractérisation.....	36
3.4. Granulométries des sols.....	36
3.4.1. Étapes de l'analyse granulométrique par tamisage.....	37
3.4.2. Détermination des coefficients d'Uniformité et le coefficient de Courbure.....	41
3.5. Densités spécifiques des grains solides.....	42
3.5.1. Résultats des poids spécifiques des grains solides.....	42
3.6. Les limite d'Atterberg.....	43
3.6.1. Détermination de la limite de liquidité WL.....	44
3.6.2. Détermination de la limite de plasticité WP.....	45
3.6.3. Indices de plasticité.....	47
3.7. Détermination de l'activité des sols.....	48
3.8. Essai au bleu de méthylène.....	49
3.8.1. Objet de l'essai.....	49
3.8.2. Manipulation.....	50
3.8.3. Calculs et expression des résultats.....	50
3.9. Constatation.....	52
3.10. Surface spécifique.....	52
3.11. Essai de carbonate de calcium CaCO ₃	53
3.11.1. Manipulation.....	53
3.12. Essai de PH.....	54
3.12.1. Manipulation.....	55
3.13. Essai Proctor Normal.....	55
3.13.1. Objectifs de l'essai Proctor pour la caractérisation des sédiments de barrage.....	56
3.13.2. Manipulation.....	57
CHAPITRE IV :	
4. Essais de comportement mécanique.....	61

4.1. Essais de comportement mécanique.....	61
4.1.1. Essai de cisaillement.....	61
4.1.1.1. Caractéristiques initiales des échantillons.....	62
4.1.1.2. Les valeurs de cohésion et l'angle de frottement.....	64
4.1.2. Essai œdométrique.....	64
4.1.2.1. Calcul de l'indice de compression.....	65
4.1.2.2. Calcul de l'indice de gonflement.....	65
4.1.2.3. Module œdométrique.....	67
4.1.3. Conclusions.....	67
CHAPITRE V :	
5. Modélisation numérique.....	69
5.1. Présentation du Logiciel Plaxis.....	69
5.2. Lois de comportement utilisées dans Plaxis.....	69
5.2.1. Le modèle de Mohr-Coulomb.....	70
5.2.2. Le Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)	72
5.3. Modélisation numérique des essais au laboratoire.....	73
5.3.1. Modélisation de l'essai de cisaillement direct.....	73
5.3.1.1. Introduction.....	73
5.3.1.2. Définition des données.....	74
5.3.1.3. Les hypothèses générales données.....	74
5.3.1.4. Géométrie du modèle.....	74
5.3.1.5. Caractéristiques géotechniques des matériaux étudiés.....	74
5.3.2. Modélisation numérique de l'essai de cisaillement en utilisant le modèle de comportement Mohr-Coulomb.....	76
5.3.2.1. Génération du maillage.....	76
5.3.2.2. Conditions initiales.....	76
5.3.2.3. Contraintes initiales.....	77
5.3.2.4. Procédure de calculs.....	77
5.3.2.5. Les principaux résultats.....	78
5.3.3. Modélisation numérique de l'essai de cisaillement en utilisant le modèle de comportement HSM (Hardening soil model)	81
5.3.3.1. Génération du maillage.....	81
5.3.3.2. Conditions initiales.....	82
5.3.3.3. Contraintes initiales.....	82
5.3.3.4. Procédure de calculs.....	82
5.3.3.5. les principaux résultats.....	83
5.3.4. Modélisation numérique de l'essai œdométrique.....	86
5.3.4.1. Introduction.....	86
5.3.4.2. Informations générale.....	86
5.3.4.3. Condition de géométrie.....	86
5.3.4.4. Caractéristiques des matériaux étudiés.....	87
5.3.5. Modélisation numérique de l'essai œdométrique en utilisant le modèle de comportement Mohr Coulomb.....	87
5.3.5.1. Génération du maillage.....	87
5.3.5.2. Génération des contraintes initiales.....	88
5.3.5.3. Conditions initiales.....	89

5.4.5.4. Contraintes initiales.....	89
5.3.5.5. Les phases du calcul numérique.....	89
5.3.5.6. Les courbes.....	91
5.3.6. Modélisation numérique de l'essai œdométrique en utilisant le modèle de comportement HSM.....	92
5.3.6.1. Génération du maillage.....	92
5.3.6.2. Conditions initiales.....	93
5.3.6.3. Contraintes initiales.....	93
5.3.6.4. Les phases du calcul numérique.....	93
5.3.6.5. Les courbes.....	95
5.4. comparaison des résultats de l'analyse numérique.....	95
5.4.1. Essai de cisaillement direct.....	95
5.4.2. Essai oedometrique :	97
5.5. Conclusion.....	98
CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES.....	100
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	103

INTRODUCTION GENERALE

1. Introduction Générale

La majorité des barrages à travers le monde sont confrontés au phénomène de la sédimentation, bien que les vitesses de ce processus varient considérablement d'une région à l'autre. La complexité de la sédimentation des barrages réside dans le mécanisme de transport et la répartition des sédiments dans la retenue. Ces sédiments, constitués de particules de tailles variées, sont classés selon leur dimension. L'envasement des barrages représente une problématique majeure qui touche un grand nombre de structures hydrauliques à l'échelle mondiale. Selon le rapport du Comité International des Grands Barrages, il existe plus de 50 000 grands barrages dans le monde. Ces barrages offrent une capacité de stockage significative et remplissent des fonctions cruciales telles que l'approvisionnement en eau, la production d'énergie hydroélectrique et la régulation des crues.

En Algérie, l'envasement des barrages devient une préoccupation croissante, avec un dépôt annuel de plus de 32 000 m³ de vase au fond des barrages et retenues. Le barrage de Safsaf el Ouesra, bien que récent, n'échappe pas à ce problème récurrent. Situé dans la commune de Safsaf el Ouesra, à 65 km au sud de Tébessa, ce barrage a une capacité totale d'environ 20 millions de m³. Sa construction, débutée en octobre 2010, s'est achevée avec sa mise en eau en 2016.

Bien que le dragage du barrage de Safsaf el Ouesra ne soit pas actuellement une priorité, la récupération du volume perdu au fil du temps reste une tâche essentielle. Il est crucial de prendre en compte le dragage du barrage de manière sérieuse, tout en considérant les impacts environnementaux potentiels. À cet égard, l'étude des sédiments récupérés joue un rôle fondamental dans la résolution de ces problèmes, contribuant ainsi à réduire les coûts élevés des opérations de dragage et à minimiser les impacts environnementaux.

L'objectif principal de cette investigation est de présenter les résultats des essais de caractérisation et d'identification des sédiments issus des opérations de dragage. En outre, une modélisation du comportement de ces sédiments sera proposée, permettant une meilleure compréhension et gestion de ce phénomène complexe.

Le mémoire est organisé comme suit : au début le manuscrit commence par une Introduction générale, ensuite il est structuré en cinq chapitres :

Chapitre I : La gestion de la sédimentation des barrages.

Chapitre II : Situation géographique et caractéristiques générales du barrage de Safsaf el Ouesra.

Chapitre III : Situation géographique et caractéristiques générales du barrage de Safsaf el Ouesra.

Chapitre IV : Essais de comportement mécanique.

Chapitre V : Modélisation numérique.

Enfin, le travail se conclut par une conclusion et des perspectives pour les recherches futures, accompagnée d'une section de références bibliographiques.

Chapitre I

La gestion de la sédimentation des barrages

CHAPITRE I :**1. La gestion de la sédimentation des barrages****1.1. Introduction**

Les sédiments de barrage ou portuaires sont des matériaux déposés par l'eau dans les retenues des barrages ou dans les zones portuaires. Ces sédiments proviennent généralement de l'érosion des sols en amont et sont transportés par les cours d'eau avant de se déposer dans les zones à faible énergie, comme les réservoirs de barrages ou les bassins portuaires. Les sédiments de barrage, également appelés envasement, désignent les particules solides, généralement fines, transportées par l'eau et qui se déposent dans les retenues créées par les barrages. Ces dépôts proviennent de l'érosion des sols du bassin versant amont du barrage et peuvent être constitués de sable, de limon, d'argile et de gravier.

L'étude des sédiments, qu'ils se situent dans les barrages ou les ports, revêt une importance capitale à plusieurs égards. Tout d'abord, ces dépôts ont un impact significatif sur le bon fonctionnement des infrastructures hydrauliques et maritimes. Ils peuvent réduire la capacité de stockage des barrages et obstruer les voies navigables des ports, entraînant ainsi des conséquences économiques et environnementales désastreuses. De plus, les sédiments peuvent influencer la stabilité des structures environnantes en altérant la capacité portante des fondations ou en provoquant des phénomènes géotechniques tels que l'affouillement. Enfin, une gestion durable des sédiments est essentielle pour préserver la qualité de l'eau et des écosystèmes aquatiques, ainsi que pour assurer la sécurité des populations riveraines et la pérennité des activités industrielles et commerciales liées aux infrastructures hydrauliques et portuaires.

Dans ce contexte, la caractérisation, la modélisation et la gestion des sédiments de barrage et portuaires représentent des défis majeurs dans le domaine de la géotechnique. Ces enjeux nécessitent des approches multidisciplinaires qui intègrent des aspects géologiques, hydrauliques, environnementaux et économiques. Ce mémoire s'engage à explorer ces problématiques complexes afin d'apporter une contribution significative à

l'avancement des connaissances et au développement de solutions novatrices pour une gestion durable des sédiments dans les environnements hydrauliques et portuaires.

1.2. Particules rencontrées dans les sédiments de barrage et portuaires

1.2.1. Graviers : Particules supérieures à 2 mm.

Origine : Érosion des roches en amont, transportées par des courants d'eau puissants.

Caractéristiques : Se déposent rapidement dans des environnements à fort courant ou en début de retenue.

1.2.2. Sables : Particules grossières, généralement de 0,0625 à 2 mm de diamètre. Les sables se déposent rapidement lorsque la vitesse de l'eau diminue.

Origine : Érosion mécanique de roches et sols, souvent transportées par des rivières et ruisseaux.

Caractéristiques : Particules relativement lourdes qui se déposent rapidement lorsque la vitesse de l'eau diminue.

1.2.3. Limons : Particules fines, comprises entre 0,0039 et 0,0625 mm de diamètre. Les limons se déposent dans des zones où l'eau est plus calme et peuvent transporter des nutriments.

Origine : Dégradation plus fine des roches et des sols, souvent transportées sur de plus longues distances que les sables.

Caractéristiques : Particules légères qui se déposent dans des eaux plus calmes, comme dans les zones médianes des retenues.

1.2.4. Argiles : Particules très fines, de moins de 0,0039 mm de diamètre. Les argiles restent en suspension plus longtemps et peuvent parcourir de grandes distances avant de se déposer.

Origine : Décomposition chimique des minéraux argileux, transportées sur de très longues distances en suspension dans l'eau.

Caractéristiques : Très fines, elles restent en suspension pendant de longues périodes et se déposent dans les zones les plus calmes des retenues.

1.2.5. Matières organiques : Ces sédiments peuvent enrichir le sol en nutriments mais aussi contribuer à l'envasement. De taille variable, souvent en mélange avec des particules minérales.

Origine : Débris végétaux, matière en décomposition provenant de la végétation environnante et des déchets organiques.

Caractéristiques : Peuvent se lier aux particules minérales et influencent la qualité de l'eau et les conditions biologiques des sédiments.

1.2.6. Matières chimiques et polluants : Composés chimiques et polluants d'origine industrielle ou agricole qui peuvent se lier aux particules sédimentaires.

Origine : Rejets industriels, agricoles, urbains, contenant des métaux lourds, des hydrocarbures, des pesticides, etc.

Caractéristiques : Peuvent se fixer aux particules minérales ou organiques, posant des risques de contamination des sédiments et des écosystèmes aquatiques.

Selon l'échelle de Wentworth et la taille des particules, figure 1.1, on distingue les types de sédiments suivants :

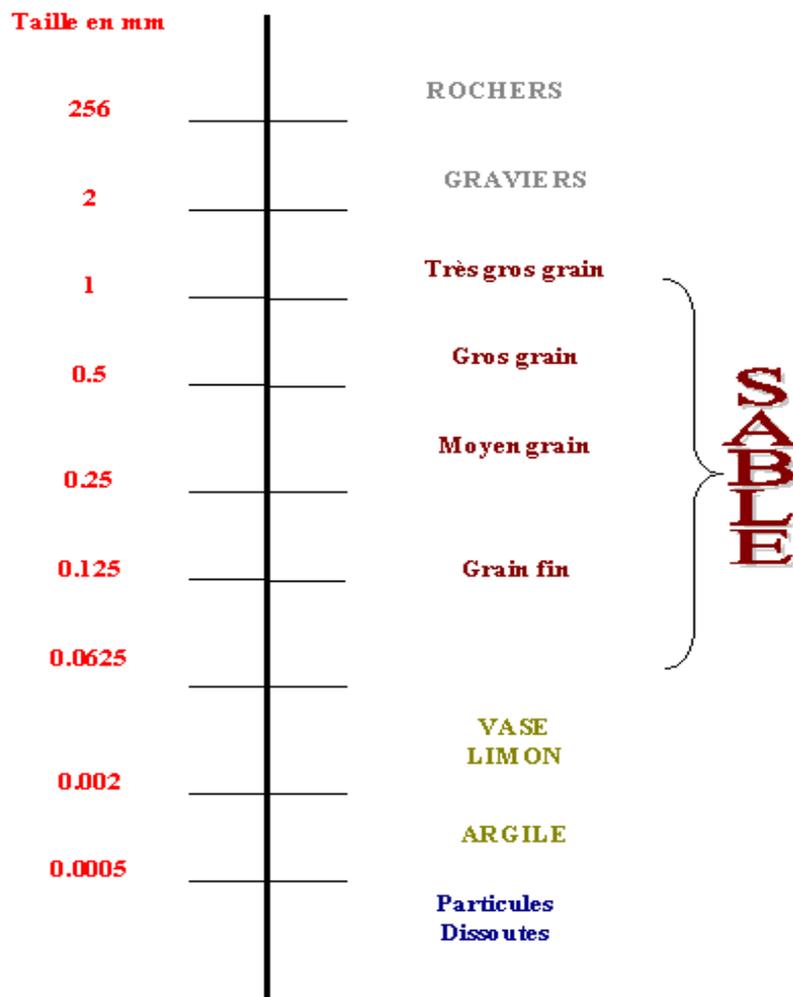


Figure 1.1 Classification des sédiments selon leurs tailles suivant l'échelle de Wentworth

1.3. Idées pertinentes relatives à l'étude des particules sédimentaires

1.3.1. Étude de la distribution granulométrique : Examiner les tailles de particules et leurs emplacements privilégiés dans les barrages et les ports.

1.3.2. Analyse des composants chimiques : Identifier les substances polluantes dans les sédiments et évaluer leurs conséquences environnementales et sanitaires.

1.3.3. Évaluation de la composition minéralogique : Déterminer la nature minérale des sédiments afin de comprendre leur origine et leurs impacts potentiels.

1.3.4. Conséquences sur l'environnement :

- Qualité de l'eau : Évaluer l'impact des sédiments sur la turbidité et la pollution de l'eau.
- Écosystèmes aquatiques : Examiner les effets des sédiments sur les habitats et la biodiversité aquatiques.

1.3.5. Gestion des sédiments :

- Méthodes de dragage : Comparer les différentes techniques de dragage en termes d'efficacité et d'impact environnemental.
- Réutilisation : Explorer les options pour réutiliser les sédiments à des fins agricoles, de construction ou de restauration écologique.

1.3.6. Modélisation et prévision :

- Modèles hydrodynamiques : Développer des modèles pour prédire le dépôt des sédiments en fonction des flux hydrauliques.
- Prévisions : Utiliser des modèles pour anticiper les zones de dépôt et planifier les actions de gestion.

1.3.7. Études de cas et comparaisons internationales :

- Comparaisons entre sites : Identifier les meilleures pratiques de gestion des sédiments en comparant différents sites.
- Études locales : Analyser des cas spécifiques pour comprendre les problèmes locaux.
- Comparaisons internationales : Évaluer les pratiques de gestion des sédiments à l'échelle mondiale pour identifier les meilleures approches.

1.3.8. Cadre réglementaire :

- Législation en vigueur : Examiner les lois et règlements relatifs à la gestion des sédiments.
- Recommandations politiques : Formuler des recommandations pour améliorer la gestion des sédiments à différents niveaux.

1.3.9. *Origine des sédiments* : Cartographier les sources pour comprendre les processus d'érosion et de transport.

1.3.10. *Impact environnemental des sédiments* : Étudier comment les sédiments affecte l'eau, les habitats aquatiques et la biodiversité.

1.3.11. *Techniques de gestion et de restauration* : Comparer les méthodes telles que le dragage, la stabilisation des berges et l'utilisation de pièges à sédiments.

1.3.12. *Modélisation des dépôts* : Utiliser des modèles numériques pour anticiper les dépôts et planifier les interventions.

1.3.13. *Réutilisation des sédiments* : Examiner les possibilités en tenant compte des contaminants potentiels pour la construction, l'agriculture ou la restauration écologique.

1.4. Concepts clés pour l'étude des sédiments

1.4.1. Bassin versant

Le bassin versant est défini comme une région topographique où les eaux de pluie et de ruissellement convergent vers un réseau hydrographique, composé de rivières, de ruisseaux et de leurs affluents. Cette zone forme un système hydrologique intégré, avec une aire de drainage spécifique, où les eaux de surface s'écoulent naturellement vers un point de sortie commun.



Figure 1.2 vue générale d'un bassin versant

1.5. Processus de sédimentation dans les barrages

1.5.1. Transport des Sédiments : Les cours d'eau et les rivières transportent de manière naturelle des sédiments en suspension. La vitesse de l'écoulement ainsi que sa capacité de transport déterminent la granulométrie des particules susceptibles d'être véhiculées.

1.5.2. Déposition des Sédiments : Lorsqu'au sein de la retenue d'un barrage, la vitesse de l'eau diminue, les sédiments en suspension commencent à se déposer. Ce sont d'abord les particules les plus grosses et les plus lourdes qui se déposent, suivies progressivement par les particules plus fines.

1.5.3. Envasement des Barrages : Au fil du temps, les sédiments s'accumulent dans la retenue, diminuant ainsi la capacité de stockage de l'eau, un processus désigné sous le terme d'envasement.

Les rivières qui alimentent les réservoirs des barrages traversent typiquement des bassins versants, lesquels, en raison de divers facteurs, sont continuellement soumis à l'érosion, pouvant atteindre des taux excédant 2000 tonnes par kilomètre carré annuellement. En conséquence, les flux hydriques sont chargés en sédiments, avec des concentrations qui varient selon les zones. La dynamique sédimentaire, c'est-à-dire le déplacement des particules solides, découle directement de l'érosion, laquelle est influencée par les conditions climatiques, la nature du sol du bassin versant, ainsi que la morphologie du terrain, entre autres facteurs (Kabir et al., 2011).

1.5.4. Phases de l'érosion et du transport des sédiments : L'érosion représente la phase initiale, durant laquelle les particules de roches et de sols sont détachées sous l'effet de la pluie ou du vent (phase 1 : érosion des sols). Ces particules arrachées sont ensuite transportées par les cours d'eau vers le réservoir du barrage, propulsées par la force des courants de densité, avec des taux de transport qui varient selon les endroits (phase 2 : transport solide). La phase finale est caractérisée par l'accumulation et le dépôt des matériaux au fond des barrages, ceux-ci se déposant progressivement de l'amont vers l'aval en fonction de leur poids (phase 3 : sédimentation des particules). Ces étapes, à savoir l'érosion, le transport solide et la sédimentation des particules, constituent les différentes phases d'un processus global désigné sous le terme d'envasement des barrages, figure 1.3.

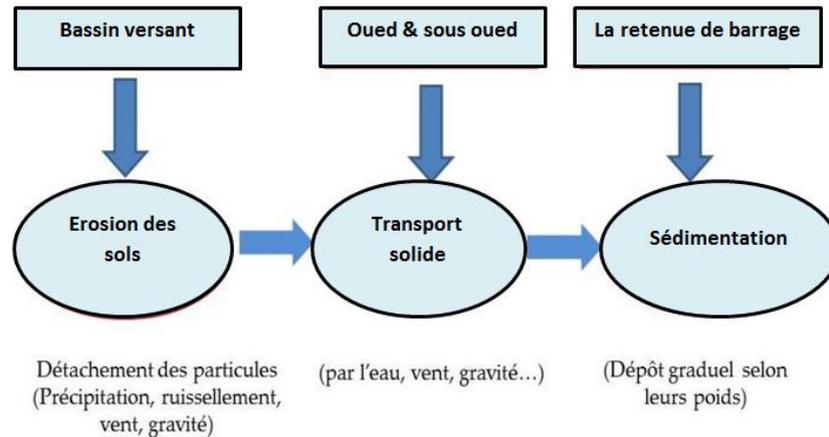


Figure 1.3 Schéma du processus de l'envasement des barrages

1.6.Évolution des phases de sédimentation

La désagrégation et l'altération des matériaux rocheux fournissent une matière meuble désorganisée et peu résistante, qui peut être entraînée par la gravité et les agents d'érosion. Les principaux agents d'érosion sont : l'eau, la glace et le vent. Les eaux courantes en particulier vont transporter la matière meuble jusqu'à une nouvelle situation d'équilibre où une sédimentation va s'effectuer.

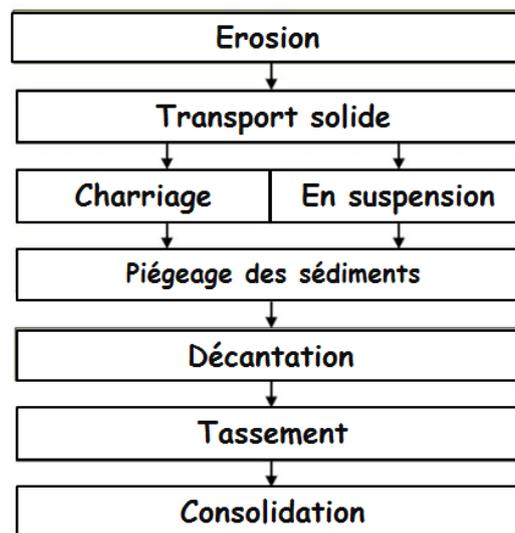


Figure 1.4 Phases de sédimentation

1.6.1. L'érosion des sols

L'érosion des sols est un phénomène naturel caractérisé par le détachement et le déplacement de fragments de terre ou de roche de leur position d'origine. Ce processus est provoqué par l'action de divers agents géologiques tels que l'eau, le vent, la glace,

etc. La figure 1.5 présente le Diagramme de Hjulstrom (Boulvain, 2017), illustrant les principaux facteurs responsables de l'érosion.

Les facteurs principaux incluent :

- L'érosivité du climat : Le climat joue un rôle crucial en influençant l'érosion hydrique via ses caractéristiques de précipitations et de températures.
- Les pentes : Il existe une relation étroite entre le degré d'inclinaison d'une pente et sa sensibilité à l'érosion dans le bassin versant (notamment sa longueur et son angle d'inclinaison).
- Le sol : La capacité du sol à infiltrer l'eau et sa stabilité structurale influent directement sur l'érosion, déterminant ainsi la nature de l'érosion sur un site donné.

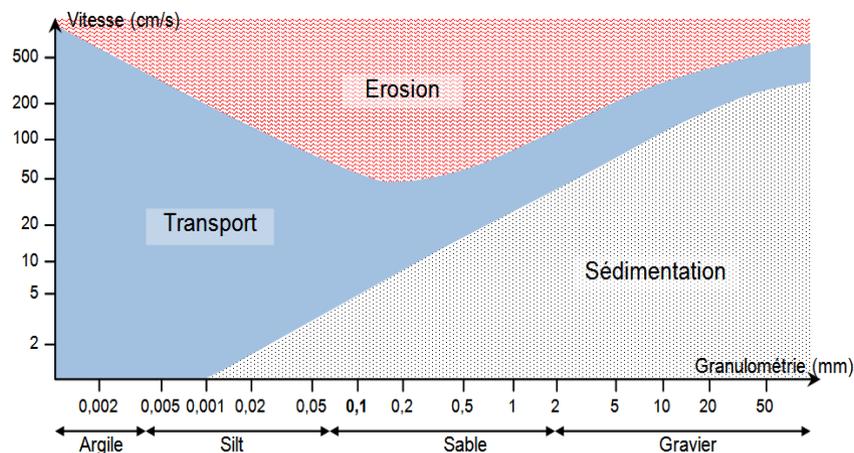


Figure 1.5 Diagramme de Hjulstrom (Boulvain, 2017)

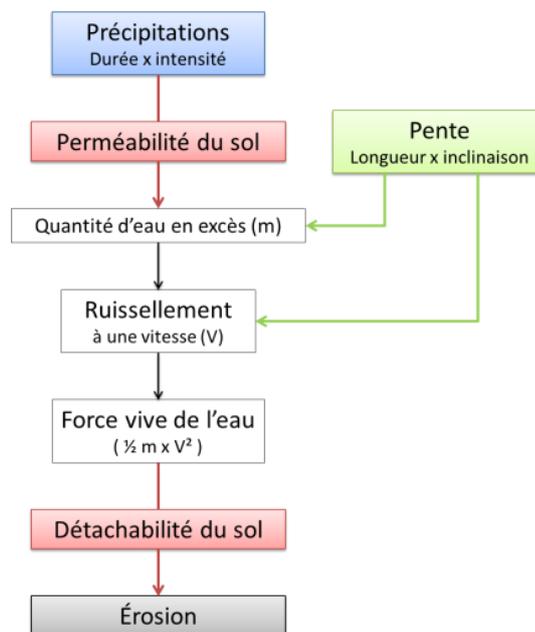


Figure 1.6 Facteurs d'érosion

1.6.1.1. Les types d'érosion

L'érosion des sols se présente sous différentes formes, notamment :

- ***L'érosion en nappe*** : Ce phénomène se produit lorsque l'écoulement et l'érosion affectent l'ensemble de la surface du sol. En conséquence, cette forme d'érosion est peu visible d'une année à l'autre.



Figure 1.7 Erosion en nappe

- ***L'érosion linéaire*** : se manifeste par la formation de creusements linéaires qui entaillent la surface du sol, prenant diverses formes et dimensions telles que des griffes, des rigoles, des ravines, etc.



Figure 1.8 Erosion linéaire

- ***L'érosion par ravines*** : survient lorsque le ruissellement est intense et que l'érosion en rigoles n'est pas contrôlée. Dans de telles conditions, des courants plus puissants, chargés d'un mélange d'eau et de sol, peuvent creuser des ravines de plus en plus profondes. La vitesse de développement de ces ravines est plus rapide sur des pentes plus abruptes.



Figure 1.9 Erosion par ravinement

1.6.2. Transport solide

Le transport solide, qui désigne le déplacement de particules solides par un flux, notamment dans un cours d'eau, implique deux processus distincts :

1.6.2.1. Transport solide par charriage : Ce processus implique le déplacement des matériaux solides sur le fond, soit en roulant, glissant ou effectuant des bonds successifs. Ce phénomène est appelé charriage. Les grains se déplacent à une vitesse nettement plus lente que celle de l'eau, généralement moins d'un mètre par heure.

1.6.2.2. Transport solide en suspension : Il s'agit du transport des sédiments fins, tels que les argiles, limons et sables fins, maintenus en suspension sur toute la hauteur de la masse liquide du cours d'eau, sous l'action des fluctuations. Les particules se déplacent au sein de l'écoulement avec une vitesse comparable à celle du fluide.

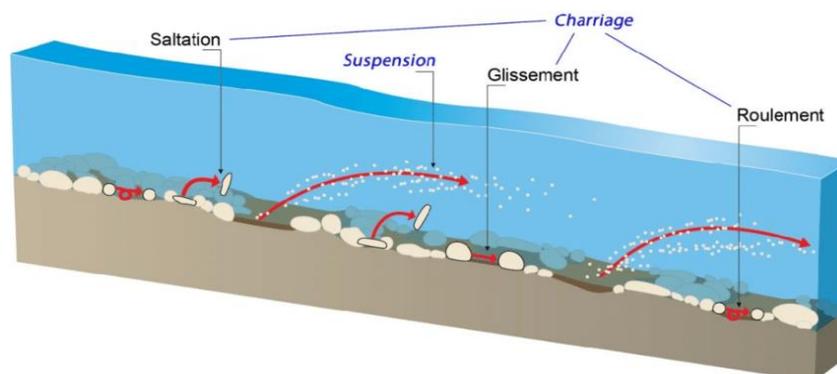


Figure 1.10 Classification du transport solide

1.7. Problèmes posés par la sédimentation

Les conséquences de la sédimentation dans les barrages peuvent être extrêmement gênantes. Elle a un impact au niveau du réservoir lui-même, en amont et en aval du barrage. La figure 1.11 récapitule les principaux problèmes posés par la sédimentation.

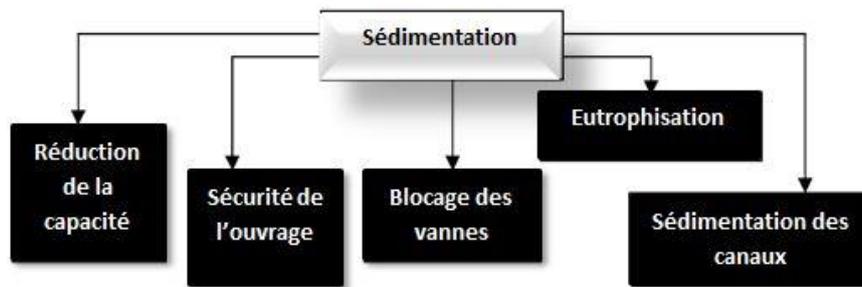


Figure 1.11 Problèmes posés par la sédimentation

1.7.1. Réduction de la capacité

Les accumulations itératives de sédiments au sein d'une retenue de barrage diminuent progressivement la capacité utile de cette infrastructure hydraulique, compromettant ainsi sa longévité opérationnelle. Cette situation se manifeste par une dégradation des niveaux de services fournis par le réservoir. Il devient donc impératif de mettre à jour la courbe hauteur-capacité pour assurer une gestion optimale des ressources hydriques du barrage. Cette actualisation requiert des évaluations périodiques des dépôts sédimentaires, par exemple tous les deux ans, au moyen de levés bathymétriques (Remini B., 2003).

1.7.2. Sécurité de l'ouvrage

L'envasement constitue un enjeu crucial pour la stabilité de l'ouvrage hydraulique. Il est établi qu'une variation linéaire de la hauteur de la vase entraîne une poussée proportionnelle au carré de cette hauteur (Oumrani N., 2009). La sédimentation des retenues affecte la sécurité des barrages en compromettant la stabilité structurelle de l'ouvrage en raison de l'augmentation de la force hydrostatique, causée par le remplacement rapide du volume d'eau par de la vase. Cela se traduit par une augmentation de la masse volumique spécifique pouvant atteindre $1,8 \text{ t/m}^3$. Ce phénomène a été observé aux barrages de Zardézas et de K'sob. Oumrani N. (2009) a noté que lorsque le taux de comblement d'une retenue dépasse 50 % de sa capacité initiale et que la vase entre en contact avec l'ouvrage, la stabilité du barrage devient préoccupante. C'est notamment le cas des barrages d'Oued El Fodda et de Foum El Gherza.

1.7.3. Blocage des vannes

La présence de courants de densité au sein d'une retenue hydraulique accélère la sédimentation et peut entraîner l'obstruction des dispositifs de vidange. Une mauvaise maîtrise des mécanismes des courants de densité peut avoir des effets délétères sur les vannes de fond. En effet, une ouverture tardive de ces vannes, par rapport à l'arrivée des courants de densité, favorise la consolidation des sédiments près des orifices de vidange, rendant ainsi leurs manœuvres plus difficiles. Par exemple, la vanne de fond du barrage d'Oued El Fodda est bloquée depuis 1948 en raison de la consolidation rapide des sédiments, et se trouve actuellement sous 40 mètres de vase. La vanne du barrage de Fom El Gherza a été obstruée entre 1981 et 1989, tandis que celle du barrage de Zardezas a connu un blocage durant les années 1990. Il est à noter ces cas cités par Remini B. (2003) :

- Barrage d'Oued El Fodda (Chlef) : la vanne de fond est bloquée depuis 1949 et se trouve désormais sous plus de 40 mètres de vase.
- Barrage du Chambon (France) : la vanne a été obstruée en 1955, et la solution adoptée fut la construction d'une nouvelle vanne de vidange, achevée en 1962.
- Barrage de Fom El Gherza (Biskra) : la vanne de fond a été bloquée de 1982 à 1989.

1.7.4. Dégradation de la qualité de l'eau (Accélération de l'eutrophisation)

Les sédiments transportent des substances chimiques telles que les nitrates et les sulfates, principalement issus des fertilisants utilisés dans l'agriculture, qui se déposent dans les réservoirs. Une fois sédimentées, ces particules solides se tassent et se consolident en fonction de leur nature et des conditions physico-chimiques ambiantes. L'eutrophisation qui en résulte engendre une détérioration significative de la qualité de l'eau. De nombreux cas ont été signalés en Afrique du Nord. Par exemple, les déficits en oxygène observés près du fond du barrage El Khattabi (Maroc) durant la saison estivale ont provoqué une activité de biodégradation accrue dans les zones profondes (2001).

1.7.5. Sédimentation dans les canaux d'irrigation

Un autre problème complexe posé par la sédimentation se manifeste en aval du barrage. L'irrigation avec de l'eau chargée en sédiments provoque le dépôt de ces derniers dans les canaux. La section mouillée diminue progressivement, entraînant une réduction du débit d'écoulement. Ce phénomène rend nécessaire l'entretien et le dévasement périodique des canaux. Badraoui A. et Hajji A. (2001) ont rapporté que, au Maroc, plusieurs canaux d'irrigation s'ensavent à chaque opération d'irrigation. C'est notamment le cas du canal de la Rocade, qui alimente les périmètres du Haouz central et la ville de Marrakech. De même, les périmètres de Habra, dans l'ouest algérien, s'ensavent systématiquement lors de chaque opération d'irrigation. Il arrive fréquemment que les siphons se bouchent en raison de la consolidation de la vase, rendant le curage indispensable et régulier.

1.8. Techniques de dévasement

Avant le dévasement, les sédiments se présentent sous forme de couches consolidées, juxtaposées et renfermant des formations plus grossières. Dans cet état, la vase possède des caractéristiques distinctes selon ses propriétés intrinsèques et les conditions du milieu où s'effectue le tassement. Les opérations de dévasement peuvent être réalisées suivant deux techniques, en fonction de la nature et du degré de consolidation des sédiments emprisonnés : la remobilisation des sédiments par des opérations de chasse pendant les périodes de crues ou, à défaut, des actions mécaniques par dragage, qui sont plus efficaces mais également plus coûteuses. Les techniques de dévasement des barrages peuvent être globalement résumées par ces deux approches principales.

1.8.1. Soutirage

Selon Remini B. (2002), le moyen le plus économique demeure l'évacuation des sédiments par les pertuis de vidange du barrage, qu'il préfère désigner sous le terme de « technique de soutirage ». Cette méthode, qui peut effectivement prolonger la durée de vie d'un réservoir, requiert une compréhension approfondie des divers écoulements dans la retenue, ainsi que l'intégration de dispositifs spécifiques dès la conception initiale du barrage. En particulier, un système de batteries de vannes, spécialement conçu pour l'entraînement des sédiments, est indispensable. Son application est recommandée pour

certaines sites où les courants de densité, très concentrés en sédiments, se manifestent. Ces courants nécessitent l'ouverture des vannes de fond pour évacuer le maximum de sédiments avec une perte d'eau minimale.

1.8.2. Dragage

Le dragage est une opération de prélèvement de matériaux, tels que boues, limons, sable et graviers, au fond d'un cours d'eau ou d'un plan d'eau, réalisée à l'aide de moyens mécaniques, hydrauliques ou pneumatiques dans un but d'aménagement ou d'entretien. L'objectif est de restaurer un cours d'eau à ses dimensions naturelles en largeur et en profondeur, sans toutefois procéder à un approfondissement ou un élargissement du lit. Cette opération se décompose en plusieurs étapes : études préalables et caractérisation des sédiments, choix de la filière de destination, extraction des boues, transport des matériaux de dragage, et traitement. Cependant, selon certains auteurs, la récupération de la capacité de stockage par dragage est une opération très coûteuse, particulièrement pour les grandes retenues, et n'est donc pas économiquement viable. En Algérie, la première drague utilisée en 1957 fut la drague Réfouleuse « Lucien Dumay ». Depuis les années 2000, plus de 20 millions de m³ de vase ont été extraits de nos barrages. Cette technique nécessite une drague suceuse rémouleuse et une conduite flottante et terrestre pour l'évacuation du produit dragué (vase et eau) jusqu'à la zone de rejet. Les matériaux sont désagrégés par jets d'eau sous pression ou par rotation d'un outil et mis en suspension pour être aspirés et évacués par des pompes vers les points de stockage.

1.8.2.1. Les types de dragages

Diverses techniques de dragage ont été développées, comme l'indique Benasla M. (2015). Il est courant de classer les équipements de dragage selon leur principe général de fonctionnement, en trois catégories principales.

1.8.2.2. Dragage hydraulique

Cette technique requiert l'utilisation d'une drague suceuse rémouleuse ainsi qu'une conduite flottante et terrestre pour l'évacuation des matériaux dragués (vase et eau) jusqu'à la zone de rejet. Les figures 1.12, 1.13, illustrent cette technique de dragage. Les matériaux sont désagrégés par des jets d'eau sous pression ou par la rotation d'un outil,

puis mis en suspension pour être aspirés et évacués par des pompes vers les points de stockage.

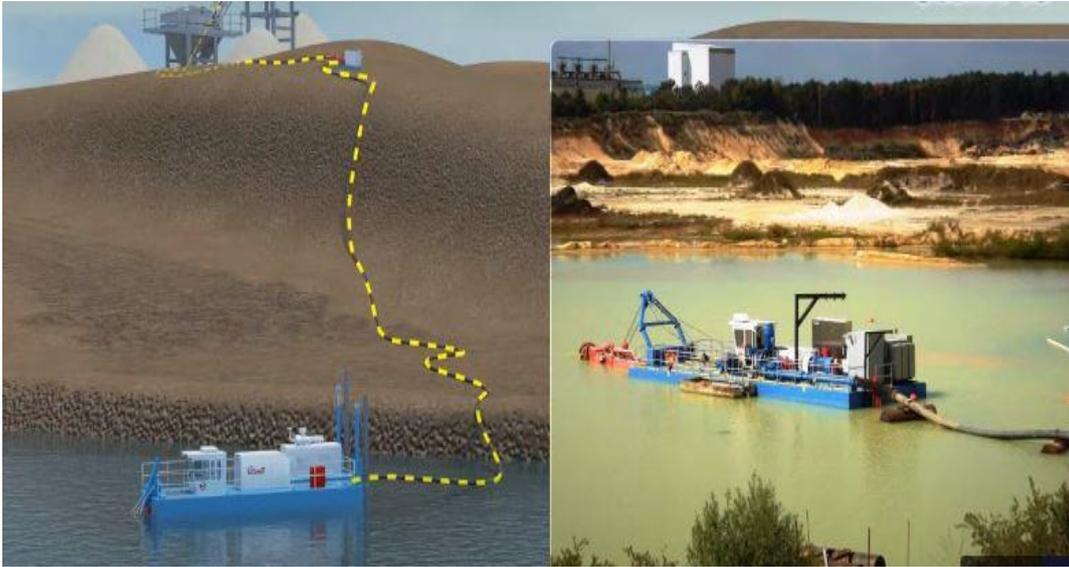


Figure 1.12 Dragage hydraulique

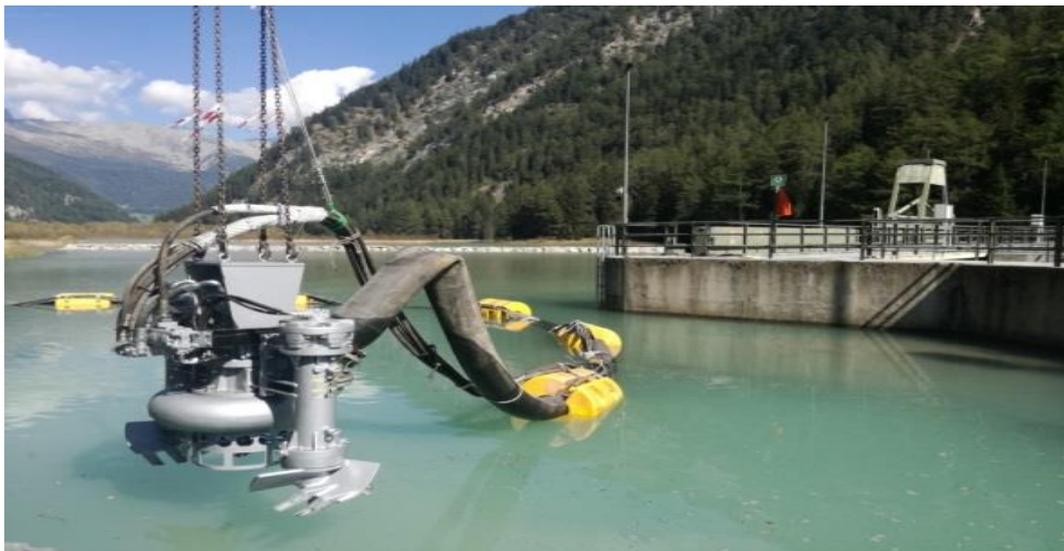


Figure 1.13 Pompe hydraulique

1.8.2.3. Dragage mécanique

Le dragage mécanique, comme décrit dans la figure 1.14, implique l'utilisation de divers équipements, notamment :

Drague à godets : Cette méthode nécessite un tapis roulant pour déplacer les matériaux dragués de la retenue vers la zone de rejet.

Benne preneuse : Un engin monté sur un ponton flottant, nécessitant des barges pour transporter les matériaux dragués.

Matériel de terrassement : Utilisant des équipements tels que des bulldozers, pelles hydrauliques, chargeurs et camions pour le transport des sédiments.

Cependant, cette technique n'est réalisable que lorsque la retenue est vidée. La méthode de dragage la plus adaptée nécessite la résolution préalable des problèmes suivants :

- L'extraction et le transport des sédiments de la retenue en minimisant l'utilisation d'eau.
- La détermination et la localisation d'une zone de rejet appropriée pour les matériaux dragués.
- La continuité de l'exploitation de la retenue d'eau pendant le processus de dévasement.



Figure 1.14 Dragage mécanique

1.8.2.4. Dragage à l'Américaine

Cette méthode spécifique implique la remise en suspension des sédiments à l'aide d'une hélice ou d'air comprimé dans des cours d'eau ou des chenaux à fort courant, comme le montre la figure 1.15. Les sédiments sont entraînés dans le flux et se redéposent généralement en aval. Dans certains cas, une conduite de refoulement peut être utilisée pour transférer les sédiments à plusieurs kilomètres du site de dragage. Le dragage à l'américaine implique le rejet continu des matériaux dragués dans le cours d'eau pour utiliser le courant naturel afin d'évacuer les produits. Cette méthode est utilisée pour les fleuves et les rivières à débit élevé.



Figure 1.15 Dragage à l'Américaine

1.9. Différents moyens de dragage sont envisageables

- Utilisation de tapis roulants.
- Vidange des chalands par des bennes preneuses au niveau des rives.
- Vidange directe des chalands en amont dans la retenue.
- Transport hydraulique par conduites flottantes et terrestres, en utilisant un volume minimum d'eau.
- Utilisation d'engins de terrassement.

Il est crucial, lors de l'épandage de la vase dans l'oued ou la zone de rejet, de prendre en compte plusieurs facteurs :

- Assurer le maintien de l'écoulement de l'eau dans l'oued afin de garantir les chasses de vidange de fond ou les déversements du barrage.
- Identifier les zones de rejet le long de l'oued.
- Définir les aires de stockage idéales, de préférence sur les rives de la retenue, pour permettre la récupération des eaux après décantation.

Dans tous les cas, l'exploitation de la retenue durant le dévasement reste un défi majeur, étant donné qu'il est impératif de maintenir les prélèvements d'eau pour l'alimentation en eau potable des agglomérations, l'irrigation des périmètres et l'alimentation des zones industrielles.

Après un examen attentif de ces questions, il apparaît que le dévasement hydraulique présente toujours plusieurs avantages par rapport au dévasement mécanique, notamment

en termes de délais d'exécution, de coût par mètre cube dévasée, de compacité du matériel utilisé et de possibilité d'exploitation continue de la retenue.

En ce qui concerne les moyens de lutte contre l'envasement, les barrages en Algérie ont une durée de vie relativement courte, ce qui nécessite une action constante pour garantir leur fonctionnement optimal. Il est donc essentiel de mettre en œuvre des moyens préventifs et curatifs pour lutter contre ce phénomène. En résumé, les moyens de lutte contre l'envasement, comme indiqué dans les organigrammes selon Remini B. (2003), sont présentés dans la figure 1.16.

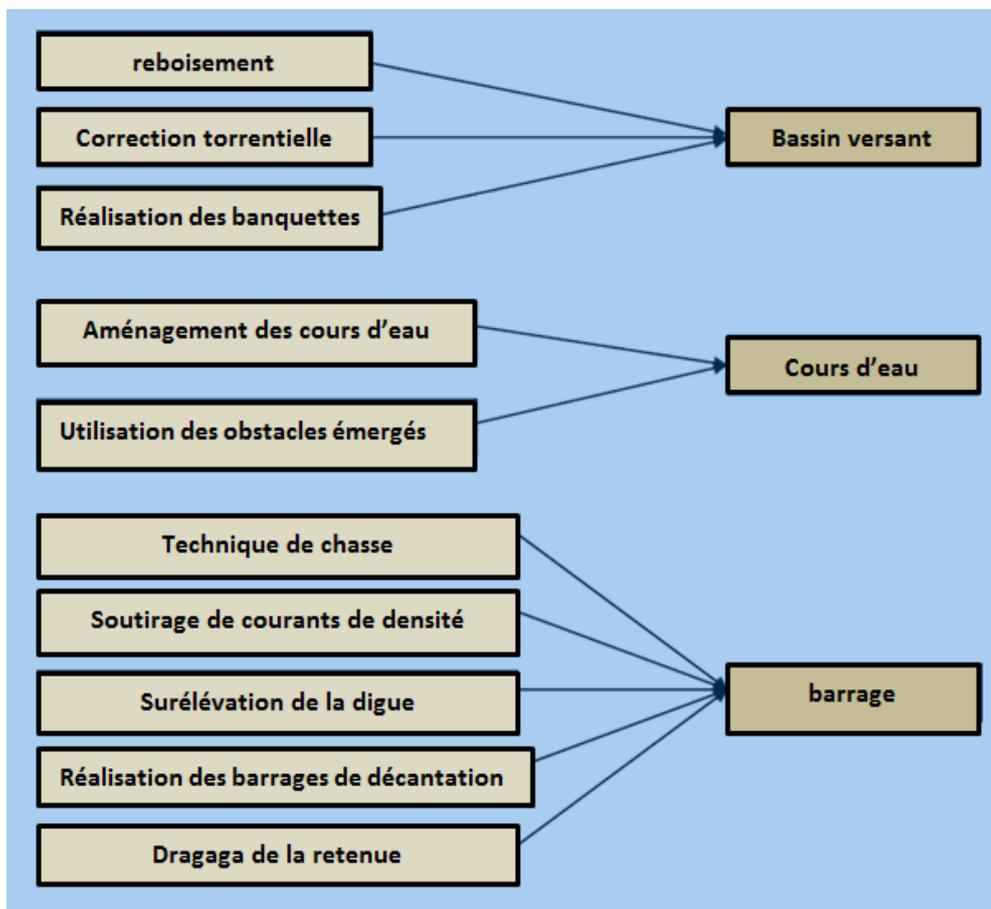


Figure 1.16 Moyens de lutte contre l'envasement

1.10. Conclusion

Il est clair que la sédimentation est un processus naturel d'une grande complexité. Son examen, de l'amont à l'aval du barrage, est aujourd'hui incontournable. En effet, ce phénomène représente désormais une menace concrète pour l'infrastructure hydraulique, tant en termes de réduction rapide de la capacité de stockage du barrage que de sécurité de l'ouvrage lui-même.

Le dragage est souvent considéré comme la solution ultime pour contrer l'ensablement des barrages lorsque les autres méthodes préventives s'avèrent inefficaces. En Algérie, le dragage est principalement associé à l'entretien des retenues de barrages. Il est crucial de s'inspirer des pratiques internationales en la matière, tout en tenant compte des particularités des sites et du climat algériens. Le choix des techniques de dragage doit reposer sur une caractérisation et une identification précises des sédiments à retirer.

Chapitre II

Situation géographique
Et caractéristiques générales
Du barrage de Safsaf el Ouesra

CHAPITRE II :**2. Situation géographique et caractéristiques générales du barrage de Safsaf el Ouesra****2.1. Généralités sur les barrages**

Les ouvrages hydrauliques, spécifiquement les barrages, représentent des structures monumentales de génie civil, élaborées pour réguler et maîtriser l'écoulement des eaux fluviales et autres cours d'eau. Ces constructions, souvent édifiées en béton, terre ou roches, poursuivent des finalités primordiales, telles que la production d'énergie hydroélectrique, la gestion des ressources en eau, la prévention des crues, l'irrigation des terres agricoles et l'approvisionnement en eau potable. L'implantation de barrages transforme les paysages naturels par la création de réservoirs ou de lacs artificiels, lesquels jouent un rôle déterminant dans la régulation des débits fluviaux et la préservation des ressources hydriques.

La conception et la gestion des barrages exigent une connaissance approfondie et une expertise multidisciplinaire, incluant l'ingénierie, l'écologie, l'économie et les sciences sociales, en raison de leur impact environnemental et social considérable. Ces infrastructures illustrent la capacité de l'humanité à modifier et à gérer les ressources naturelles afin de répondre aux besoins croissants des populations et des économies.

Un barrage, généralement construit en béton armé, barre le lit d'un cours d'eau, souvent à travers une vallée étroite où la cuvette doit être géologiquement imperméable. L'eau accumulée dans cette cuvette forme une réserve, dont le volume est désigné comme capacité (RNE, 2006). En outre, le barrage peut être doté d'annexes telles que des évacuateurs de crues, des vidangés de fond, des prises d'eau, des passes à poissons et des turbines électriques (Ramade, 2002).

Ainsi, la connaissance approfondie de la conception et du rôle des barrages est essentielle pour le développement des pays, assurant une utilisation efficace et durable des ressources hydriques.



Figure 2.1 Vue générale d'une structure de barrage

2.2. Les barrages de la région de Tebessa

La wilaya de Tébéssa abrite trois petits barrages ainsi qu'un certain nombre de retenues collinaires (voir tableau 2.1). La construction de barrages dans cette région a débuté en 2006, incluant notamment celui de Safsaf El Ouesra (DHT 2021).

Tableau 2.1 Les Barrages et retenues d'eau dans la wilaya de Tébéssa (DHT, 2021)

Nom de l'ouvrage	Localisation commune(daïra)	Hauteur (m)	Capacité totale (Mm ³)	Année d'achèvement	Taux de remplissage (%)
B. De Felg	La Région De Felg (Ouenza)	19	120	2014	35
B. De Safsaf El Ouesra	Safsaf El Ouesra (Oum Ali)	34	18,54	2009	90
B. De Aïn Zerga	Aïn Zerga (Ouenza)	10	2.02	2014	20
B. D'Ouldjet Mellegue	Ouenza(Ouenza)	17	156	2016	85
R.C El Baika	El Kouif (El Kouif)	13.43	1.025	2006	00
R.C El Btine	El Mazraa (El Ogla)	11.16	0.450	2006	02
R .C El Agba	Bir Dheb (Morsott)	13 ,72	0.511	2007	20
R.C Bouroumme	Bakkaria (El kouif)	11,00	0.270	2009	30
R.C Ain El Bey	El Kouif (El kouif)	13	0.224	2009	20
R.C Faid Labba	Bir D Heb (Morsott)	11,5	0.279	2011	10

B : Barrage ; R.C : retenue d'eau dans la commune (village)

2.3. Description et situation géographique de la zone d'étude

Sise au Nord-Est de l'Algérie, la wilaya de Tebessa, avec une superficie de 13 878 km², s'intègre à la vaste région steppique du pays, située entre l'Atlas Tellien et l'Atlas Saharien. Elle est bordée au Nord par la wilaya de Souk-Ahras, à l'Ouest par les wilayas d'Oum El Bouaghi et de Khenchela, au Sud par la wilaya d'El Oued, et à l'Est par la Tunisie, sur une frontière longue de 300 km (Figure 2.2). L'étude se concentre sur le barrage situé dans la commune de Safsaf El Ouesra, relevant de la daïra d'Oum Ali. La commune s'étend sur 477 km² et se situe aux coordonnées géographiques 34°57'24" N et 8°12'28" E. Les limites de la commune sont les suivantes :

- Nord-Nord-Est (NNE) : Fossé de Bir Sbaikia
- Nord-Est (NE) : Djebel Foua
- Sud : Anticlinal de Djebel Bottna et Bir El Ater
- Sud-Sud-Ouest (SSW) : Djebel Onk (Soufi, 2016)

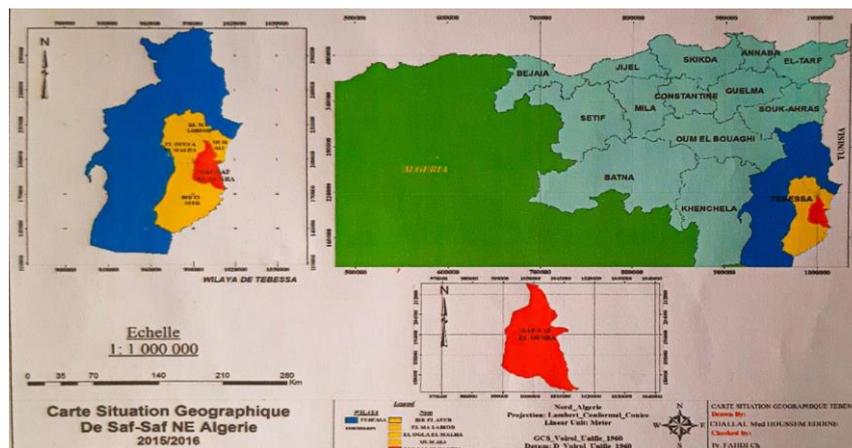


Figure 2.2 Situation géographique de la commune de Safsaf El Ouesra (zone d'étude) (a), Safsaf El Ouesra sur la carte de Tébéssa (b) et de l'Algérie(c) (Soufi, 2016)

2.4. Délimitation du barrage

Le barrage de Safsaf El Ouesra est une œuvre d'art construite à travers un cours d'eau, donc une retenue collinaire qui permet le stockage de l'eau remplis par les eaux de surface et par les eaux des crues des oueds Safsaf et El Ouesra dont l'objectif est de fournir en eau potable les communes de Tebessa (Bir El Ater, Oum Ali) et d'irriguer les terres agricoles. La hauteur du barrage est de 34 m avec une capacité totale de 18,84 Mm³ d'eau, sa mise en eau a été en 2010 qui assurent une fourniture de 5.8 Mm³, dont 2.8 Mm³ pour l'eau potable et 3 Mm³ pour l'irrigation des cultures. N'a fourni jusque-là que (DHT, 2021).



Figure 2.3 le barrage de Safsaf el Ouesra (wilaya de Tebessa)

Le barrage Safsaf est sur l'Oued Safsaf qui fait partie du bassin versant de chott Melghir est situé à 65 Km au sud de Tébessa à 3 Km environ au Sud-Est de la commune de Safsaf El Ouesra et à moins de 1 Km de la Tunisie. La digue du barrage est implantée à l'entrée des gorges calcaire du Dj. Safsaf. Localisé dans la bordure de la zone du haut Atlas au niveau d'une structure anticlinale de direction W-SW et E-NE. Cet anticlinale se poursuit jusqu'à plus de 25 Km le long de la falaise montagneuse Dj. Bottna et Dj. Serraguia qui se continu vers la Tunisie (Soufi, 2016). La capacité hydraulique du barrage est de 19 Mm³.



Figure 2.4 Le bassin versant du barrage

Les coordonnées géographiques de l'ouvrage de retenue sont situées à 34°08.52'' de latitude Nord et 8°13'40.08'' de longitude Est, à une élévation de 857 mètres. Le point d'entrée du barrage correspond à la section aval, où convergent les oueds, tandis que la section amont désigne le plan d'eau retenu par l'ouvrage, à proximité immédiate de la digue (figure 2.5).

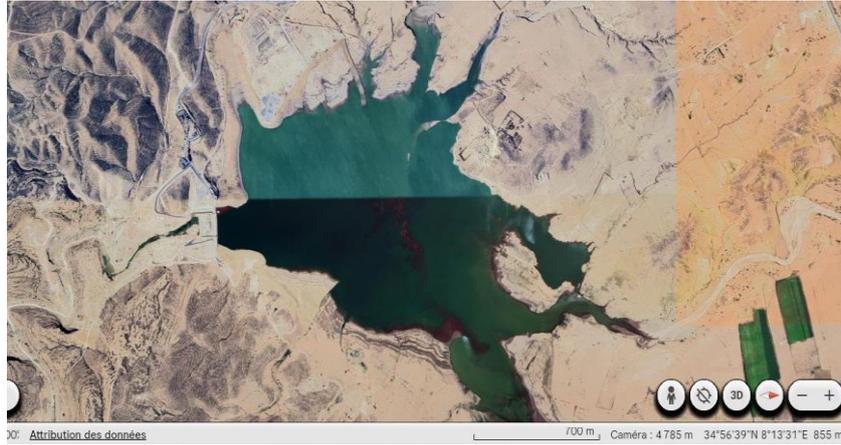


Figure 2.5 Représentation par satellite le barrage et le bassin versant de Safsaf El Ouesra (Google earth, 2024)

2.5. Climat

Dans la région de Tébessa, les précipitations ont connu des fluctuations au cours des mois et des années, selon les données climatiques de la période de 1972 à 2019. Des teneurs maximales de 237.7 mm au mois de Décembre ont été notées, ce qui est naturel pour une saison hivernale, viennent en second lieu le mois d'Avril avec 187.6 mm, suivi par les mois d' Août et de Septembre avec 136.6 mm et 138 mm respectivement liées à des pluies orageuses. Pour les teneurs minimales, les valeurs de 0.0 mm et 0.2 mm ont été enregistrées aux mois de Juin et Juillet (mois secs).

Elle atteint ses valeurs maximales durant les périodes d'hiver et printemps, on distingue quatre (04) étages bioclimatiques dans cette région (Andi, 2013) :

- Le Sub- humide (400 à 500 mm/an) très peu étendu il couvre que quelques ilots limités aux sommets de quelques reliefs (Dj.Serdies et Dj. Bouroumane).
- Le Semi-aride (300 à 400 mm/an) représenté par les sous étages frais et Froids couvre toute la partie Nord de la Wilaya.
- Le Sub-Aride (200 à 300 mm/an) couvre les plateaux steppiques de Oum Ali, Safsaf El Ouesra, Thlidjene et Bir El-Ater.
- L'Arde ou saharien doux (-200 mm/an), commence et s'étend au-delà de L'Atlas saharien et couvre les plateaux de Negrine et Ferkane.

La région d'étude Safsaf El Ouesra est soumise à un climat continental, semi-aride, caractérisé par deux saisons distinctes, l'une humide marquée par une moyenne

pluviosité allant de décembre jusqu'à avril et par des faibles températures atteignant leur maximum au mois de Juillet et Août D'après les données climatiques utilisées de 1998 à 2014 (Soufi, 2016).

Les données climatiques de l'année d'étude de Safsaf El Ouesra n'ont pas pu être disponibles. Les données mensuelles de températures et pluviométrie de 2020 seront utilisées.

Les paramètres du climat ont une influence certaine et directe sur le développement des taxons ou deux principaux paramètres sont pris en considération, les précipitations et la température. Qui d'après (Barylenger *et al.* 1979), elles sont les charnières du climat ou elles influent directement sur la végétation. Ces paramètres varient en fonction de l'altitude, de l'orientation des chaines de montagnes et de l'exposition (Kadik, 1984).

Les températures moyennes de la région de Tébessa durant l'année 2020, montrent une augmentation progressive du mois de Janvier (5.1°C) au mois de Juillet (34,1°C), qui décroît ensuite jusqu'au mois de Décembre.

Dans la région de Tébessa, les précipitations ont connu des fluctuations au cours des mois selon les données climatiques de l'année 2020 .Des teneurs maximales de 47 mm au mois d'Avril ont été notées, viennent en second lieu le mois de Mai avec 44 mm, suivi par les mois Mars et Janvier avec 43 mm et 44 mm respectivement liées à des pluies orageuses. Pour les teneurs minimales, les valeurs de 11 mm ont été enregistrées aux mois de Juillet (mois secs) (figure 2.6), la période séché et de 5 mois.

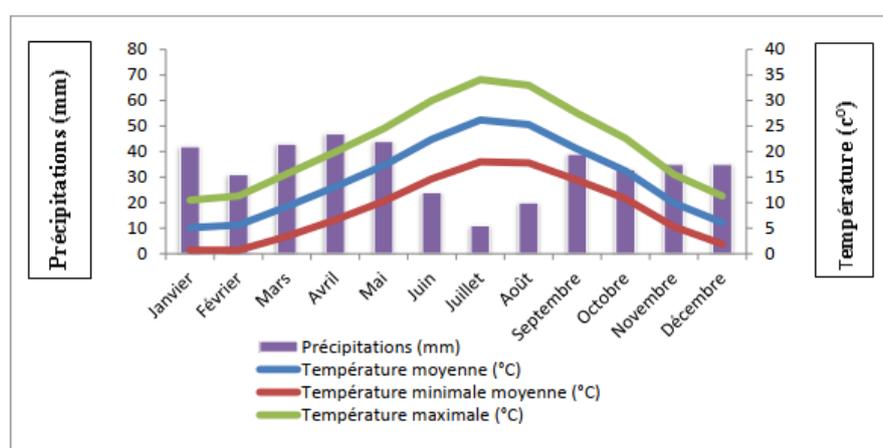


Figure 2.6 Diagramme ombrothermique de la région de Tébessa l'année 2020

2.6. Caractéristiques techniques et hydrauliques du barrage de Safsaf El Ouesra

- Surface du bassin versant : 1348 km²
- Précipitations moyennes annuelles : 269 mm/an
- Apport annuel moyen : 8,06 hm³
- Apport solide : 0,156 hm³
- Capacité de la retenue normale : 18,54 hm³
- Volume utile : 14,84 hm³
- Volume régularisé : 5,78 hm³/an
- Volume mort : 4,7 hm³



Figure 2.7 Vue latérale de la structure du barrage

2.7. Composition de l'aménagement du barrage

2.7.1. La Digue

- Barrage symétrique en remblai de matériau dur, doté d'un masque en amont.
- Hauteur au-dessus des fondations : 34 mètres.
- Longueur de la crête : 280 mètres.
- Altitude de la crête : 876,60 mètres au-dessus du niveau de la mer (NGA).
- Largeur de la crête : 7 mètres.
- Galerie de drainage incorporée dans le corps du barrage, située à l'altitude 854,5 mètres NGA.
- Altitude de la retenue normale : 868,5 mètres NGA.
- Altitude des plus hautes eaux (PHE) : 874,4 mètres NGA.
- Surface à l'altitude de la retenue normale : 320 hectares.

2.7.2. Batardeau Amont

- Hauteur : 11 mètres.
- Longueur : 132,29 mètres.

Tableau 2.2 Evolution annuelles du niveau d'eau dans la retenue de Safsaf El Ouesra

Année	Les apports		Les pertes		Volume annuel moyen Pertes/ apports (%)
	Volume max(Mm ³)	Volume annuel moyen (Mm ³)	Volume max (Mm ³)	Volume annuel moyen (Mm ³)	
2010	2.092		1.007	0.433	33.77
2011	4.415	1.6	2.091	0.435	27.19
2012	2.902	1.675	1.0311	0.288	17.22
2013	7.244	2.6664	2.7851	0.674	25.30
2014	3.560	2.625	0.390	0.250	9.53
2015	11.575	4.630	5.378	1.3	29.32
2016	4.942	4.174	0.572	0.473	11.34

Chapitre III

Etude Expérimentale

CHAPITRE III :**3. Etude Expérimentale****3.1. Introduction**

La gestion durable des ressources en eau est un défi crucial pour les sociétés contemporaines, particulièrement dans les régions où les barrages jouent un rôle vital dans l'approvisionnement en eau, l'irrigation et la production d'énergie. Un aspect fondamental de cette gestion repose sur la compréhension approfondie des caractéristiques des sédiments accumulés dans les réservoirs des barrages. Les sédiments peuvent affecter la capacité de stockage, la qualité de l'eau et l'efficacité des infrastructures hydrauliques. De plus, leur composition et leur comportement peuvent révéler des informations précieuses sur les dynamiques environnementales et les processus géomorphologiques en amont du bassin versant.

Ce chapitre se concentre sur les essais de caractérisation des sédiments du barrage, un élément clé pour évaluer leur impact sur la performance et la durabilité de l'infrastructure. Les analyses menées comprennent des études granulométriques, minéralogiques et chimiques, ainsi que des tests de sédimentation et de stabilité. Ces essais permettent non seulement de quantifier et de qualifier les sédiments, mais aussi de fournir des données essentielles pour la modélisation et la gestion proactive des réservoirs.

L'objectif principal de ce chapitre est de présenter une méthodologie rigoureuse pour la caractérisation des sédiments, en mettant en lumière les techniques et les approches utilisées, ainsi que les résultats obtenus. En contextualisant ces analyses dans le cadre plus large de la gestion des barrages, ce chapitre vise à contribuer au développement de stratégies efficaces pour l'entretien des infrastructures hydrauliques et la préservation des ressources en eau.

3.2. Essais de caractérisation des sédiments du barrage de Safsaf el Ouesra

Ce chapitre se focalise sur l'identification des matériaux constituant les sédiments du barrage. Les essais de caractérisation sont impératifs pour déterminer et identifier la nature des sédiments. Ils sont fondamentaux pour toute étude géotechnique, car ils permettent de :

3.2.1. Évaluer la stabilité des sols : La compréhension de la nature et du comportement des matériaux sédimentaires est essentielle pour garantir la stabilité et la sécurité des structures de barrage.

3.2.2. Prévoir les interactions sol-eau : Les essais de pH et de perméabilité sont cruciaux pour anticiper les effets des interactions chimiques et physiques entre l'eau et les sédiments.

Optimiser la conception des fondations : Les résultats des essais permettent d'adapter les techniques de construction et de sélectionner les matériaux les plus appropriés pour assurer la durabilité des ouvrages.

3.2.3. Minimiser les impacts environnementaux : Identifier les caractéristiques chimiques et physiques des sédiments permet de mieux gérer les risques de contamination et de dégradation environnementale.

À cette fin, un programme expérimental est proposé, incluant les essais suivants :

- **Analyse granulométrique :** Permet de déterminer la distribution des tailles des particules dans le sédiment, essentielle pour évaluer sa stabilité et son comportement mécanique.
- **Essai de densités spécifiques :** Cet essai vise à mesurer la densité des particules sédimentaires. La densité spécifique est une donnée fondamentale pour comprendre la composition minéralogique des sédiments et leur interaction avec l'eau.
- **Limites d'Atterberg :** Définissent les limites de liquidité et de plasticité du sédiment, permettant d'évaluer sa consistance et son comportement sous différentes conditions d'humidité.
- **Essai de bleu de méthylène :** Cet essai permet de déterminer la capacité d'adsorption des argiles présentes dans les sédiments, ce qui est essentiel pour évaluer leur comportement vis-à-vis de l'eau et des éléments chimiques.
- **Essai de carbonate de calcium :** Cet essai permet de quantifier la teneur en carbonate de calcium des sédiments. La présence de carbonate de calcium influence les propriétés chimiques et mécaniques des sédiments, affectant ainsi leur stabilité et leur interaction avec l'eau.
- **Essai de pH :** Cet essai permet de mesurer l'acidité ou l'alcalinité des sédiments. Le pH influence les réactions chimiques entre les sédiments et l'eau, et est crucial pour

comprendre les processus de corrosion et de dissolution qui peuvent affecter la stabilité et la longévité des structures de barrage.

- **Essai Proctor** : Cet essai a pour objectif de déterminer la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale des sédiments. Ces paramètres sont cruciaux pour évaluer la compaction des matériaux et leur comportement sous charge, influençant directement la conception et la durabilité des structures de barrage.

3.3. Protocole expérimental et essais de caractérisation

L'étude expérimentale de ce thème de recherche sur le comportement des sédiments de barrage de Safsaf el Ouessra de la région d'Oum Ali, nécessite l'utilisation de dispositifs bien instrumentés et des modes opératoires fiables. A cet effet, un programme expérimental spécial regroupant divers essais de caractérisation est proposé. Deux échantillons de sédiments sont extraits, le premier à 60m du fond du barrage et le second est prélevé du fond du barrage Le tableau 3.1 ci-dessous récapitule le programme expérimental.

Tableau 3.1 programme des essais de caractérisation

N de l'essai	Nom de l'essai	Nature de l'essai	Norme utilisée
1	Granulométrie du sol	Tamissage	NF P94-056
		Sédimentométrie	NF P94- 057
2	Essais de consistance	Limite de liquidité	NF P 94-052-1
		Limite de plasticité	NF P 94-051
		Indices de plasticité	NF P94-051
		Indices de liquidité	NF P 94-051
		Indices de consistance	NF P 94-051
		Activités du sol	NF P 94-051
3	Densités spécifiques des grains solides		NBN EN 933-9
4	Essai au bleu de méthylène (VBS)		NF P94-054
5	Essais de calcimétrie		NF P 94-048
6	Essai de pH		NF X 31-103
7	Essais Proctor	Proctor normal	NF P94-093

3.4. Granulométries des sols

Elle se fait par tamissage par voie sèche après lavage pour les sols dont les éléments sont supérieurs à 80 μ m (NF P94-056) et par sédimentation pour les éléments inférieurs ou égaux à 80 μ m (NF P94- 057).

L'analyse granulométrique par tamissage consiste à déterminer la distribution granulométrique des particules d'un matériau granulaire en utilisant une série de tamis

de différentes tailles. Ce procédé est couramment employé dans divers domaines comme la géologie, l'agriculture, l'industrie minière, et la construction pour analyser des matériaux tels que les sols, les sables, les graviers, et autres agrégats.

3.4.1. Étapes de l'analyse granulométrique par tamisage

a) Préparation de l'échantillon

- Séchage : L'échantillon est séché pour éliminer toute humidité qui pourrait affecter les résultats.
- Pesée : L'échantillon sec est pesé pour déterminer la masse totale avant le tamisage.

b) Sélection des tamis :

- Une série de tamis est choisie en fonction de la plage de tailles des particules à analyser. Les tamis ont des ouvertures de taille standardisée (par exemple, selon les normes ASTM, ISO).

c) Tamisage :

- L'échantillon est placé sur le tamis supérieur de la série de tamis empilés.
- Un agitateur mécanique est souvent utilisé pour secouer les tamis, permettant aux particules de passer à travers les ouvertures des tamis.

d) Collecte et pesée des fractions :

- Après tamisage, les particules retenues sur chaque tamis sont collectées.
- Chaque fraction de particules est pesée individuellement.

e) Calcul et représentation des résultats :

- Les masses des fractions sont utilisées pour calculer la distribution granulométrique en pourcentage de la masse totale.
- Les résultats peuvent être représentés sous forme de courbes granulométriques (diagrammes de distribution cumulée ou de densité de fréquence).

Avantages

- Simplicité et faible coût de l'équipement.
- Méthode standardisée et largement acceptée.

Limitations

- Limité aux particules de taille moyenne à grande (souvent $>0,063$ mm).

- Ne convient pas aux particules fines ou colloïdales.
- Peut nécessiter un équipement de tamisage automatique pour des échantillons volumineux ou de petite granulométrie.

L'analyse granulométrique par tamisage est essentielle pour caractériser les propriétés physiques des matériaux granulaires, influençant ainsi leur comportement dans diverses applications industrielles et environnementales.

La sédimentométrie est un essai qui complète l'analyse granulométrique par tamisage, par la mesure de la vitesse de décantation des particules fines ($\varnothing \leq 80\mu\text{m}$) à l'aide de la loi de Stokes, on parvient à déterminer le diamètre des particules correspondant et établir ainsi la distribution en poids restante. Pour cette détermination, en plus d'appareillage usuel d'usage courant, on utilise :

- Un densimètre gradué de 0.995 à 1.030 gr / cm³ de forme torpille avec des graduations.
- Des éprouvettes de 2 litres de contenance de diamètre intérieur 85mm et de hauteur de graduation 450mm.
- Un agitateur mécanique dont la vitesse de rotation peut être modifiée de 0 à 10000 tr/min.
- Un agitateur manuel pour homogénéisation de la suspension avant l'essai.
- Un défloculant (hexamétophosphate de sodium).
- Un thermomètre gradué en 1/10 de degrés.
- Un chronomètre donnant la seconde.

La figure 3.1 présente le matériel pour analyse granulométrique par tamisage et par sédimentométrie. Les résultats de l'analyse granulométrique par tamisage et par sédimentométrie sont présentés aux tableaux 3.2. Et 3.3 et 3.4 Quant aux courbes granulométriques des deux échantillons testés sont illustrées à la figure 3.2.



Figure 3.1 Matériels pour analyse granulométrique par tamisage et par sédimentométrie

Tableau 3.2 Granulométries par tamisage des sols reconstitués

Diamètres des Tamis (mm)	Tamisât cumulés en (%)	
	SOL 1	SOL 2
2	100	100
1,25	98,53	93,94
1	97,09	89,49
0,8	92,58	77,82
0,63	86,93	67,57
0,5	69,17	57,82
0,315	63,86	42,03
0,2	58,68	33,39
0,08	49,87	22,97

Tableau 3.3 Granulométries par sédimentométrie de sol 1

Temps de lecture	Température (°C)	Lecture (R)	Correction (M)	Lecture corrigé	Ø des grains (µm)	% des grains<d
15''	28	23	1.84	24.84	80	49.87
30''	28	22.7	1.84	24.54	75	49.27
1'	28	22	1.84	23.84	55	47.86
2'	28	21.5	1.84	23.34	38	46.86
5'	28	21.0	1.84	22.84	25	45.85
10'	28	19.0	1.84	20.84	17	41.84
20'	28	17.8	1.84	19.64	12	39.43
40'	28	15.1	1.84	16.04	8.5	34.01
80'	28	12.2	1.84	14.04	6	28.19
4h	28	10.2	1.84	12.04	4	24.17
8h	28	8.6	1.84	10.44	3	20.96
24h	28	6.5	1.84	8.34	2	16.74

Tableau 3.4 Granulométries par sédimentométrie de sol 2

Temps de lecture	Température (°C)	Lecture (R)	Correction (M)	Lecture corrigé	Ø des grains (µm)	% des grains < d
15''	22	23.5	0.56	24.06	80	22.97
30''	22	2.3.3	0.56	23.86	75	22.78
1'	22	23.0	0.56	23.56	55	22.49
2'	22	22.5	0.56	23.06	38	22.01
5'	22	21.7	0.56	22.26	25	21.25
10'	22	21.0	0.56	21.56	17	20.58
20'	22	19.0	0.56	19.56	12	18.67
40'	22	16.8	0.56	17.36	8.5	16.57
80'	22	14.9	0.56	15.46	6.0	14.76
4h	22	128	0.56	13.36	4.0	12.75
8h	22	10.6	0.56	11.16	3.0	10.65
24h	21	7.0	0.36	7.36	2.0	7.03

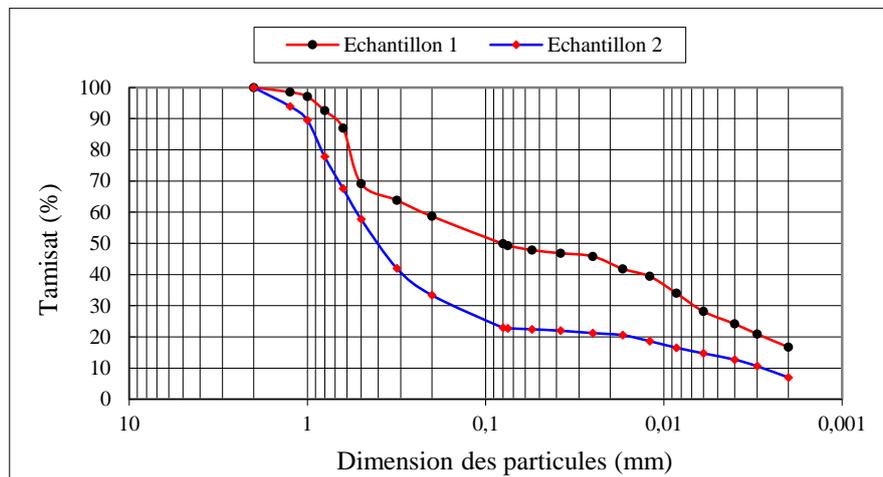


Figure 3.2 Courbes granulométriques des deux échantillons

À partir des courbes granulométriques des sols obtenues, on détermine :

D10 = diamètre effectif des particules qui correspond à 10% du passant.

SOL 1 : = indéterminée

SOL 2 : = 0,003

D30 = diamètre effectif des particules qui correspond à 30% du passant.

SOL 1 : = 0,0065

SOL 2 : = 0,16

D60 = diamètre effectif des particules qui correspond à 60% du passant.

SOL 1 : = 0,23

SOL 2 : = 0,52

3.4.2. Détermination des coefficients d'Uniformité et le coefficient de Courbure

– Coefficient d'uniformité C_u

Ce coefficient dit d'Hazan permet de caractériser de façon quantitative l'étalement de la courbe granulométrie, tableau 3.5 Ce coefficient est déterminé avec la formule suivant :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

$$\text{SOL 2 : } C_u = \frac{0,52}{0,003} = 173,33$$

Tableau 3.5 Classification de sol selon coefficient d'uniformité

Coefficient d'uniformité	Classes de granulométrie
$C_u \leq 2$	Granulométrie très serrée.
$2 < C_u \leq 5$	Granulométrie serrée.
$5 < C_u \leq 20$	Granulométrie semi-étalée.
$20 < C_u \leq 200$	Granulométrie étalée.
$200 < C_u$	Granulométrie très étalée.

$20 < C_u \leq 200$ \Rightarrow sol 2 est à granulométrie étalée.

– Coefficient de Courbure C_c

Ce coefficient nous permet d'écrire la forme de la courbe granulométrie entre D_{10} et D_{60} Ce coefficient est déterminé avec la formule suivant : $C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \cdot D_{60}}$

$$\text{SOL 2 : } C_c = \frac{0,16^2}{0,003 \cdot 0,52} = 16,41$$

$C_c > 3$, le sol mal gradués.

$1 < C_c < 3$, le sol est dit bien gradué c'est à dire que sa granulométrie est bien étalée.

$C_c > 3$ \Rightarrow sol 2 mal gradués.

Sans prédominance d'une fraction particulière, tableau 3.6.

Tableau 3.6 Récapitulatif des caractéristiques de l'analyse granulométrique du sol d'étude

	D_{10}	D_{30}	D_{60}	C_u	C_c
SOL 1	/	0,65	0,23	/	/
SOL 2	0,003	0,16	0,52	173,33	16,41

Les pourcentages de la fraction argileuse pour les sols testés seront comme suit :

SOL 1 : %<2 μ = 16,74

SOL 2 : %<2 μ = 7,03

3.5. Densités spécifiques des grains solides

Le poids volumique des grains du sol c'est le rapport du poids du matériau sec contenu dans une certaine quantité de sol au volume des grains du sol.

$$\gamma_s = \frac{w_s}{V_s}$$

Le matériel requis pour la détermination de ce paramètre est constitué d'un pycnomètre, d'une étuve de 60° à 105°C et d'une balane de précision.



Figure 3.3 Appareillage de l'essai densités spécifiques

La formule utilisée pour calculer le poids spécifique est :

$$\gamma_s = \frac{(M_1 - M_0) \cdot \rho_{eau}}{M_3 + M_1 - M_0 - M_2} \quad (\text{g/cm}^3)$$

Avec :

M_0 : Masse de pycnomètre.

M_1 : Masse de (pycnomètre + grains solides).

M_2 : Masse de (pycnomètre + grains solides + eau).

M_3 : Masse de (pycnomètre + eau).

3.5.1. Résultats des poids spécifiques des grains solides

Les valeurs des densités spécifiques des grains solides pour les différents matériaux testés sont présentées aux tableaux 3.7 à 3.8.

Tableau 3.7 Poids spécifiques de l'échantillon de sédiment 1

N° d'essai	M ₀ (g)	M ₁ (g)	M ₂ (g)	M ₃ (g)	γ _s (g/cm ³)	γ _s moy (g/cm ³)
1	101.05	151.06	381.81	350.47	2.67	2.64
2	103.68	183.55	401.79	352.92	2.57	
3	101.05	151.05	381.8	350.47	2.67	

Tableau 3.8 Poids spécifiques de l'échantillon de sédiment 2

N° d'essai	M ₀ (g)	M ₁ (g)	M ₂ (g)	M ₃ (g)	γ _s (g/cm ³)	γ _s moy (g/cm ³)
1	101.05	151.08	381.19	350.47	2.591	2.59
2	101.05	151.10	381.25	350.47	2.597	
3	101.05	151.05	381.2	350.47	2.595	

3.6. Les limite d'Atterberg

Les limites d'Atterberg sont les teneurs en eau de référence correspondantes à des états particuliers du sol, (NF P94-051). Lorsque la teneur en eau augmente, le sol passe graduellement d'un état solide à un état plastique, puis à un état liquide, ce qui influence son comportement mécanique (Figure 3.4). Les essais sont réalisés sur la partie de sol passant au tamis de 400 μm.

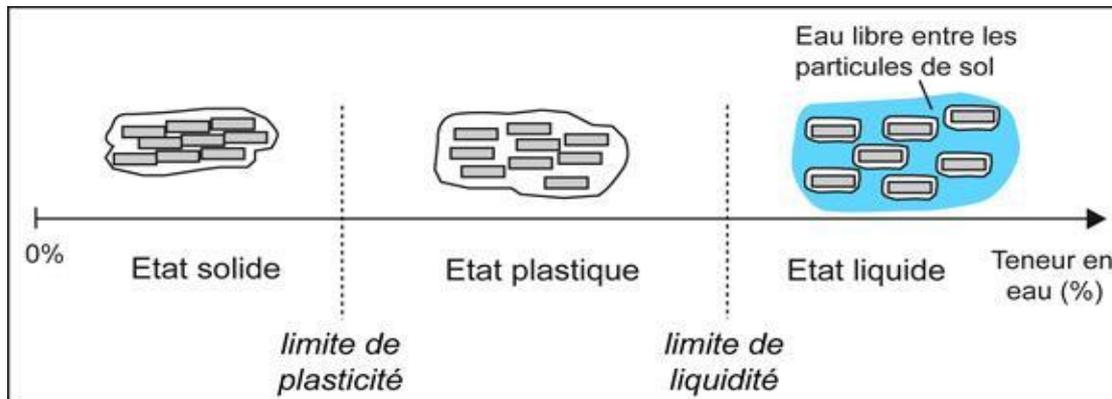


Figure 3.4 Variation d'états de consistance d'un sol fin

- La limite de liquidité (WL) : est la teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre les états plastique et liquide.
- La limite de plasticité (WP) : est la teneur en eau d'un sol remanié au point de transition entre l'état solide et plastique.
- L'intervalle de teneur en eau à laquelle le sol est dit en état plastique est défini comme étant l'indice de plasticité IP : $IP = WL - WP$

Cet indice est d'une grande utilité pour la classification des sédiments selon l'abaque de plasticité de Casagrande.

La limite de liquidité est déterminée

- Soit au pénétromètre à cône (NF P 94-052-1), est par convention la teneur en eau pondérale du sol pour laquelle le cône s'enfonce de 17mm.
- Soit se détermine à l'aide de l'appareil Casagrande. Puisque le pénétromètre à cône est choisi comme dispositif dans les essais principaux, on a préféré utiliser la méthode de l'appareil Casagrande, figure 3.5.

La limite de liquidité est déterminée en utilisant l'expression suivante :

$$W_L = W (N/25)^{0.121}$$

W : la teneur en eau.

N : nombre de coups de la coupelle de l'appareil Casagrande.

Les valeurs des teneurs en eau moyenne et La limite de liquidité moyenne sont présentées dans les tableaux 3.9 et 3.10.



Figure 3.5 Appareillage pour l'essai des limites d'Atterberg

3.6.1. Détermination de la limite de liquidité W_L

- Prélever trois échantillons d'environ 300 g chacun.
- A l'aide de la spatule, triturer vigoureusement l'échantillon dans un bol de porcelaine jusqu'à ce que le mélange soit homogène.
- Remplir la coupelle par une couche d'argile remanie.
- On trace une rainure (entaille) de 13 mm à l'aide d'un outil en forme de V.
- On imprime à la coupelle des chocs semblables (hauteur de chute 10 mm sur une base de caoutchouc) en comptant le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure sur 12 à 13 mm de longueur.

- Mesurant alors la teneur en eau de la pâte en prélevant une tranche de masse d'environ 10 g.
- Cette procédure sera répétée afin d'obtenir 3 à 4 teneurs en eau correspondant à des fermetures de rainure acceptables.

Tableau 3.9 Teneurs en eau moyenne et La limite de liquidité moyenne de sol 1

Nombre de coups	21		25		29	
Poids de la tare (g)	10	10	16,3	10	10	10,7
Poids (tare + sol humide) (g)	28,2	24	24,08	22	29	32,86
Poids (tare + sol sec) (g)	21,3	18,7	21,18	17,66	22,3	25,1
Poids d'eau (g)	6,9	5,3	2,9	4,34	6,7	7,76
Poids sol sec (g)	11,3	8,7	4,88	7,66	12,3	14,4
Teneur en eau W (%)	61,06	60,92	59,43	56,66	54,47	53,89
W moy (%)	60,99		58,04		54,18	
WL (%)	59,72		58,04		55,16	
WL moy (%)	57,64					

Tableau 3.10 Teneurs en eau moyenne et La limite de liquidité moyenne de sol 2

Nombre de coups	22		25		28	
Poids de la tare (g)	10	10	16,3	10	10	10,7
Poids (tare + sol humide) (g)	31	24	24,062	22	29	32,8
Poids (tare + sol sec)	23,02	18,79	21,17	17,66	22,22	25,16
Poids d'eau (g)	7,98	5,21	2,892	4,34	6,78	7,64
Poids du sol sec (g)	13,02	8,79	4,87	7,66	12,22	14,46
Teneur en eau W (%)	61,29	59,27	59,38	56,65	55,48	52,83
W moy (%)	60,281		58,021		54,159	
WL (%)	59,36		58,02		54,91	
WL moy (%)	57,43					

La limite de plasticité (NF P 94-051), est par convention la teneur en eau pondérale du sol pour laquelle un rouleau de sol de 3mm de diamètre et de 100 mm de longueur se fissure ou s'émiette.

3.6.2. Détermination de la limite de plasticité W_p

La limite de plasticité W_p est la teneur en eau (exprimée en %) du rouleau qui se brise en petits tronçons de 10 à 20 mm de longueur au moment où son diamètre atteint 3 mm.

La procédure expérimentale est la suivante :

- Prélever trois échantillons d'environ 30 g d'argile.

- Assécher les échantillons jusqu'à ce qu'ils soient possibles d'en façonner une boule qui ne colle pas au doigt.
- Rouler les échantillons sur la surface de roulement avec la paume de la main de manière à obtenir un rouleau d'environ 10 mm de diamètre.
- Diviser les rouleaux en deux parties égales.
- Rouler de nouveau cette partie entre la paume de la main et la surface de roulement avec une légère pression afin d'obtenir un rouleau d'environ 3 mm de diamètre uniforme sur toute sa longueur.
- Lorsque le rouleau de 3 mm de diamètre brise ou effrités en morceaux on les places dans un récipient afin de déterminer sa teneur en eau. On exécute en général deux essais pour déterminer cette limite, figure 3.6.



Figure 3.6 Procédure pour l'essai de limite de plasticité

Les valeurs des teneurs en eau moyenne et La limite de plasticité moyenne sont présentées dans le tableau 3.11 et 3.12.

Tableau 3.11 Valeur de limite de plasticité de sol 1

N° de l'essai	1 ^{er} essai		2 ^{eme} essai		3 ^{eme} essai	
N° de la tare	1	2	3	4	5	6
Masse de la tare (g)	7	8	8	9	7	8
(tare +sol humide)	12	11,98	13	13	14	14
(tare +sol sec)	10,8	11,01	11,769	12	12,27	12,48
Masse d'eau (g)	1,2	0,97	1,231	1	1,73	1,52
Masse sol sec (g)	3,8	3,01	3,769	3	5,27	4,48
Teneur en eau W	31,58	32,23	32,66	33,33	32,83	33,93
W moy (%)	31,90		33,00		33,38	
WP moy (%)	32,76					

Tableau 3.12 Valeur de limite de plasticité de sol 2

N° de l'essai	1 ^{er} essai		2 ^{eme} essai		3 ^{eme} essai	
	1	2	3	4	5	6
N° de la tare	7	8	8	9	7	8
Masse de la tare (g)	12	12	11,5	13,59	11,26	13,7
(tare +sol humide)	11,26	11,37	10,91	12,77	10,39	12,59
(tare +sol sec)	0,74	0,63	0,59	0,82	0,87	1,11
Masse d'eau (g)	4,26	3,37	2,91	3,77	3,39	4,59
Masse sol sec (g)	17,37	18,69	20,27	21,75	25,66	24,18
Teneur en eau W	18,033		21,013		24,923	
W moy (%)	21,32					
WP moy (%)	21,32					

3.6.3. Indices de plasticité

L'indice de plasticité est donné par la relation suivante : $IP = W_L - W_P$

SOL 1 : $Ip = 57.64 - 32.76 = 24.88 \%$

SOL 2 : $Ip = 57.43 - 21.32 = 36.11 \%$

Les valeurs de l'indice de plasticité classent les sols en question comme un sol **moyennement argileux**, et le sol 2 est un sol **forte argileux** Tableau 3.13.

Tableau 3.13 Nature du sol selon l'indice de plasticité

l'interval de Ip	0<Ip<12	12<IP<25	25<IP<40	IP>40
l'argilosité de sol	faible	moyenne	forte	Très forte

Il est à noter que les limites d'Atterberg et l'indice de plasticité d'un sol varient non seulement avec l'importance de la fraction argileuse mais également avec la nature des minéraux argileux. D'après la classification proposée par l'abaque de Casagrande et les positions des deux sols sur l'abaque figure 3.7, on constate que l'échantillon 1 testé est un sol *moyennement argileux très plastique*, quant à l'échantillon 2 est une argile très plastique ce sont des montmorillonites.

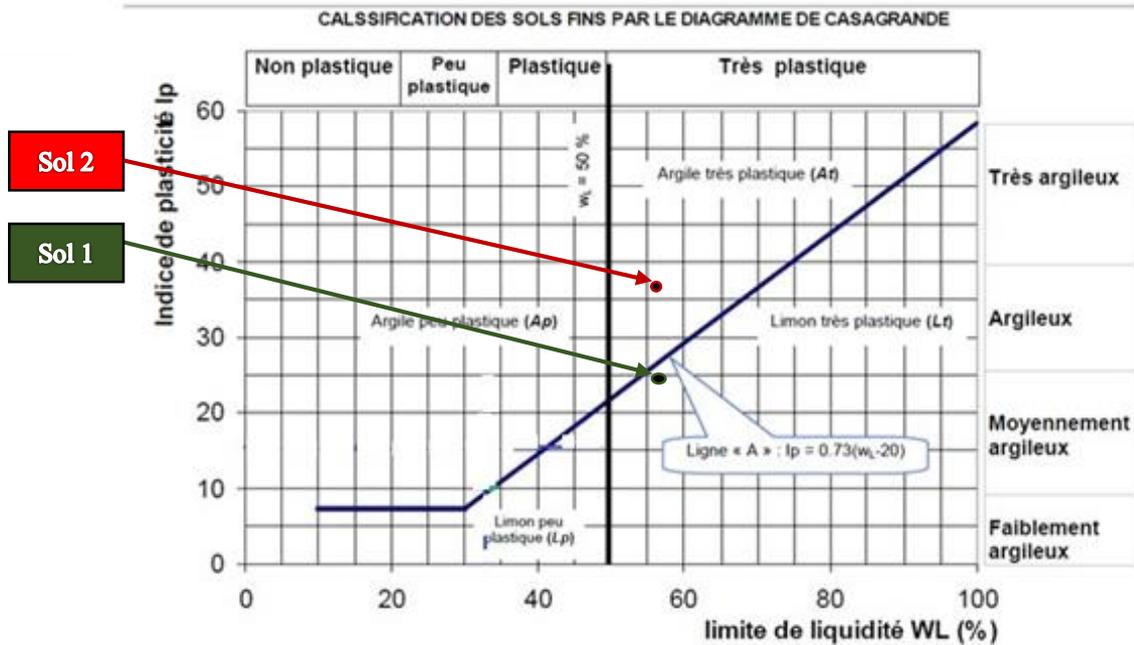


Figure 3.7 Positionnement des sols testés sur l'abaque de Casagrande

3.7. Détermination de l'activité des sols

Les propriétés de plasticité des argiles dépendent essentiellement de la fraction argileuse ($\% < 2 \mu\text{m}$). Si la composition minéralogique de l'argile est constante, l'indice de plasticité du sol est proportionnel à la quantité d'argile présente dans le sol. L'activité des argiles A_c , définie par Skempton (1948) comme le rapport de l'indice de plasticité de l'argile à sa teneur en particules argileuses $A_c = I_p / (\% < 2 \mu\text{m})$. Ce paramètre dépend principalement de la nature minéralogique du sol.

$$A_c = I_p / \% < 2 \mu\text{m}$$

On aura pour :

$$\text{SOL 1} : A_c = 24.88 / 16,74 = 1.49$$

$$\text{SOL 2} : A_c = 36.11 / 7,03 = 5.14$$

D'après la classification donnée par le tableau 3.14 et la classification du Skempton, (1984), tableau 3.15, il est clair que les 2 types des sols sont classés comme des Montmorillonites donc ce sont des argiles actives.

Tableau 3.14 la classification de l'activité des sols

Nature	Activité d'argile
Argile inactive	$Ac < 0.75$
Argile normale	$0.75 < Ac < 1.25$
Argile active	$Ac > 1.25$

Tableau 3.15 Activité des principales familles d'argiles (Skempton, 1984)

Selon l'activité d'argile	Classification du minéral
0,33 à 0,46	Kaolinite
0,90	Illite
1,50	Montmorillonite Ca 2+
7,20	Montmorillonite Na 2+

3.8. Essai au bleu de méthylène

L'essai au bleu de méthylène est utilisé pour caractériser l'activité des argiles contenues dans les sols. Il est utilisé également pour quantifier de manière sûre et simple la propreté des granulats. Appelé aussi l'essai au bleu, utilisé en géotechnique pour déterminer l'argilosité d'un sol. Il est mesuré sur la fraction 0/5mm et exprime en grammes de bleu par cent grammes de la fraction 0/50mm du sol sec étudié, il est notée valeur au bleu de méthylène du sol « VBS ».

3.8.1. Objet de l'essai

L'essai consiste à introduire dans un échantillon des quantités croissantes de bleu de méthylène, par doses successives jusqu'à ce que les particules argileuses en soient saturées. Le sol adsorbera d'autant plus de bleu de méthylène que :

- La quantité d'argile qu'il contient est importante.
- Cette argile est active, c'est-à-dire qu'elle développe une surface spécifique élevée et qu'elle est abondamment chargée.

Cet essai est une mesure indirecte de la surface spécifique des grains solides par adsorption d'une solution de bleu de méthylène jusqu'à saturation. En d'autres termes, il exprime la quantité de bleu de méthylène pouvant être absorbée par les surfaces des particules de sols. L'équipement utilisé dans l'expérience est :

- Un dispositif de dosage permettant d'injecter par 10 cm³, des volumes de solution de bleu et de connaître la quantité totale injectée.
- Un chronomètre, un papier-filtre blanc, une baguette de verre.

- Un agitateur mécanique à ailettes.
- Un récipient cylindrique.
- Un tamis de maille 80 m.

3.8.2. Manipulation

- Tamiser l'échantillon de sol au tamis 5 mm et prélever une masse.
- Verser un échantillon d'environ 30 gr de sol sec dans le Bécher et ajouter 500g de l'eau distillée jusqu'au trait de jauge.
- Agiter, sans arrêt, le mélange à l'aide de l'agitateur.
- Ajouter 5 cm³ de bleu de méthylène dans le Bécher.
- Prélever une goutte de mélange et la placer sur papier filtre.
- Si la tache centrale est entourée d'une auréole bleu turquoise, le test est positif. Dans ce cas l'essai est terminé, les particules argileuses sont alors saturées en bleu de Méthylène.
- On recommence l'essai cinq fois à intervalle d'une minute pour le confirmer.
- Si la tâche est entourée d'une auréole humide incolore, le test est négatif. Dans ce cas, on ajoute du bleu de méthylène par prises de 5 jusqu'à 3 cm ce que le teste soit positif, figure 3.8.



Figure 3.8 Tache référence d'essai bleu de méthylène

3.8.3. Calculs et expression des résultats

L'expérimentation a été conduite sur deux spécimens, les données des essais effectués sont consignées dans le tableau 3.16.

Tableau 3.16 Résultats de l'essai bleu méthylène

Désignation		U	SOL 1	SOL 2
La masse du sol	m_{h1}	g	30,9	31,6
La masse de l'eau	m_{h2}	g	1,85	1,5
La masse du bleu	m_{h3}	g	1,05	0,9
La masse de sol + eau + bleu	m_{h4}	g	32,75	33,1
La masse de sol + l'eau	m_{h5}	g	31,7	32,2
Le volume de bleu utilisé	V	cm ³	105	90
$W = \frac{m_{h4} - m_{h1}}{m_{h1}}$		%	5,99	4,75
$m_0 = \frac{m_{h5}}{1+w}$		g	29,91	30,74
$B = V * 0,01$		g	1,05	0,9
$VBS = \frac{B}{m_0} * 100$		%	3,51	2,93

m_{h1} : La masse du sol en (g)

m_{h2} : La masse de l'eau en (g)

m_{h3} : La masse du bleu en (g)

m_{h4} : La masse de sol + eau + bleu en (g)

m_{h5} : La masse de sol + l'eau en (g)

V : Le volume de bleu utilisé en (cm²)

$W = \frac{m_{h4} - m_{h1}}{m_{h1}}$: Teneur en eau de l'échantillon soumis à l'essai (0/5 mm)

$m_0 = \frac{m_{h5}}{1+w}$: Masse sèche de la prise d'essai

$B = V * 0,01$: Masse de bleu introduite (solution à 10 g/l)

$VBS = \frac{B}{m_0} * 100$: Pour les matériaux dont le D_{max} est inférieur à 5 mm, l'expression du résultat est :

D'après le tableau de classification, tableau 3.17 :

Tableau 3.17 Classification de sol par valeur de bleu de méthylène

Valeur de VBS	valeur de bleu de méthylène
$V_{BS} < 0,1$	sol insensible à l'eau
$0,2 \leq V_{BS} < 1,5$	sol sablo limoneux, sensible à l'eau
$1,5 \leq V_{BS} < 2,5$	Sol sable argileux, peu plastiques
$2,5 \leq V_{BS} < 6$	sol limoneux de plasticité moyenne
$6 \leq V_{BS} < 8$	sol argileux
$V_{BS} > 8$	sol très argileux

Les sols testés sont classés sur tableau 3.18 :

Tableau 3.18 Classement des sols selon Valeur de VBS

Echantillon	Valeur de VBS	Intervalle Valeur de VBS	Nature du sol selon IC
Sol 1	3,51	$2,5 \leq V_{BS} < 6$	Sol limoneux de plasticité moyenne
Sol 2	2,93	$2,5 \leq V_{BS} < 6$	Sol limoneux de plasticité moyenne

3.9. Constatation

L'indice de plasticité et la valeur au bleu de méthylène d'un sol sont des paramètres quantifiant son argilosité. Il existe des corrélations entre ces deux valeurs pour les sols cohérents. L'indice de plasticité est un indicateur plus sensible que la valeur au bleu pour les sols moyennement à très argileux. En outre, l'indice de plasticité sert à la fois de paramètre d'identification et de comportement du sol, définissant l'intervalle de teneur en eau dans lequel le sol demeure souple et déformable tout en conservant une certaine résistance au cisaillement.

3.10. Surface spécifique

La surface spécifique est une des caractéristiques liées au type et à la quantité d'argile, à la teneur en eau, à la minéralogie, à la capacité d'échange cationique et à la limite de liquidité. Elle est aussi utilisée pour interpréter les potentiels de retrait - gonflement et la susceptibilité au gel. La surface spécifique est calculée par la relation :

$$Sp = 20.93.VBS$$

D'après la classification de Mitchell (1993) tableau 3.19, les sols 1 et 2, sont classés comme mentionnés au tableau 3.20.

Tableau 3.19 Surface spécifique des minéraux argileux les plus courants, Mitchell (1993)

	Kaolinite	Illite	Montmorillonite
Sp (m ² /g)	10-20	80-100	400-800

Tableau 3.20 Classement des sols selon classification de Mitchell (1993)

Echantillon	Valeur de VBS	Valeur de VBS x20.93 (SP) (m ² /g)	Nature du sol selon IC
Sol 1	3,51	73,46	Entre Kaolinite et Illite
Sol 2	2,93	61,32	Entre Kaolinite et Illite

3.11. Essai de carbonate de calcium CaCO₃

Cet essai détermine le pourcentage de la fraction carbonatée contenue dans un sol, une roche ou un matériau. L'essai détermine le volume de dioxyde de carbone dégagé sous l'action d'acide chlorhydrique en excès pour un échantillon préparé pour l'essai.

Le matériel utilisé dans l'expérience est :

- L'appareil de calcimètre.
- Balance.
- carbonate de calcium.
- Acide hydrochlorique.

3.11.1. Manipulation

Une partie de l'échantillon de laboratoire sera traité sur un verre de montre avec enivrent. 1 ml d'acide chlorhydrique, pour une détermination d'orientation. La teneur en carbonate est estimée à l'aide de l'ampleur et de la durée du bouillonnement. Ces estimations permettent de déterminer la quantité d'échantillon d'analyse à prendre en traitement. Après séchage de l'échantillon et broyage, l'échantillon passant à un tamis d'ouverture de maille inférieure ou égale à 400µm est récupéré, et est placé dans un flacon. Une burette graduée sera placée à la suite de ce flacon et servira de témoin de mesure du volume de dioxyde de carbone dégagé lorsque l'échantillon sera en contact avec l'acide chlorhydrique. Le taux de calcaire total est déterminé par la méthode du calcimètre de Bernard. Le principe de dosage est fondé sur la réaction caractéristique suivante : $\text{CaCO}_3 + 2\text{HCl} \rightarrow \text{CaCl}_2 + \text{H}_2\text{O} + \text{CO}_2$

C'est la mesure de CO₂ dégagé suite à l'action d'un excès d'acide Chlorhydrique sur un point connu de l'échantillon. Le volume de CO₂ dégagé est proportionnel à la quantité de carbonate de calcium existante dans l'échantillon analysé, figure 3.9.



Figure 3.9 manipulation de l'essai calcimétrie

Les taux de CaCO_3 pour les deux sols sont :

Pour le Sol 1 $\text{CaCO}_3 = 7,23 \%$

Pour le Sol 2 $\text{CaCO}_3 = 5,80 \%$

Ce qui donne selon le tableau 3.21 les natures suivantes :

Tableau 3.21 Teneur en carbonate de calcium

Teneur en CaCO_3 (%)	Désignation géotechnique	Nature du matériau
0-10	Argile	Sol
10-30	Argile marneuse	
30-70	Marne	
70-90	Calcaire marneux	Roche
90-100	Calcaire	

Sol 1 : $w(\text{CaCO}_3) = 7,23 \%$ Argile

Sol 2 : $w(\text{CaCO}_3) = 5,80 \%$ Argile

3.12. Essai de PH

Le pH est une donnée essentielle dans notre étude car la mobilité des éléments chimiques peuvent être dépendante du pH du milieu. La mesure du pH est réalisée par LTPO, décrite par la norme NF X 31-103. Les outils utilisés dans l'expérience sont :

- Bécher.
- Agitateur.
- Un pH-mètre.

3.12.1. Manipulation

Le principe de la méthode est la mise en équilibre ionique d'une certaine masse de solide avec un volume donné d'eau déminéralisée. La norme consiste à peser 25g de sédiment et d'ajouter 50 ml d'eau distillée dans un bécher. Ensuite, la solution est agitée pendant 60min par un agitateur dans une pièce dont la température ambiante est $20\text{C}^{\circ} \pm 2 \text{ }^{\circ}\text{C}$. La suspension obtenue est laissée au repos pendant 2h et le pH est mesuré avec un pH-mètre figure 3.10.



Figure 3.10 Mesure de l'acidité de sédiment de drague par un appareil de pH-mètre

Tableau 3.22 les résultats du Ph

Echantillon	Ph	Comportement
SOL 1	8,3	Présente un caractère nettement basique
SOL 2	9,6	Présente un caractère nettement basique

3.13. Essai Proctor Normal

L'essai Proctor est une méthode de laboratoire utilisée pour déterminer les propriétés de compactage des sols, particulièrement leur densité maximale sèche et la teneur en eau optimale. Cet essai est crucial dans les domaines de la géotechnique et du génie civil pour s'assurer que les sols et autres matériaux granulaires utilisés dans la construction offrent une stabilité et une résistance suffisantes pour les structures envisagées.

Les instruments utilisés dans l'expérience sont :

- Quelques bacs de contenance 25kg environ.
- Moule de Proctor.
- 02 tamis de 20mm et 5mm respectivement.
- pelle à main, truelles, meurs métalliques, spatules, balayettes, pinceaux.

- quelques bacs de contenance 10kg et 5kg environ pour la préparation du matériau à compacter.
- Eprouvettes graduées pour la mesure de la quantité d'eau d'humidification.
- Une balance de portée maximale au moins égale à 30kg précise à 5g.
- Une balance de précision d'une portée maximale de 300g
- Une étuve ventilée réglable.
- Une burette à huile pour le graissage des parois du moule.
- 02 disques de papier filtre correspondant aux côtés des deux types de moules.
- couteau, maillet, burin, marteau.
- Extracteur.



Figure 3.11 préparation le matériau avec la teneur en eau désiré

3.13.1. Objectifs de l'essai Proctor pour la caractérisation des sédiments de barrage

Détermination de la densité sèche maximale des sédiments

Connaître la densité maximale à laquelle les sédiments peuvent être compactés est crucial pour évaluer leur capacité de support et leur stabilité. Cela permet de comprendre comment les sédiments se comporteront lorsqu'ils seront exposés à des charges, par exemple, celles de l'eau retenue par le barrage.

Identification de la teneur en eau optimale

La teneur en eau optimale pour la compaction des sédiments est essentielle pour des interventions de gestion et de maintenance. Cette connaissance permet de déterminer les

conditions idéales pour le compactage des sédiments, ce qui peut être nécessaire lors de travaux de renforcement ou de réparation du barrage.

Évaluation de la compressibilité et de la consolidation des sédiments

L'essai aide à évaluer comment les sédiments se comprimeront et se consolideront sous pression. Cela est important pour anticiper les mouvements potentiels des sédiments et les ajustements de volume qui pourraient affecter la stabilité du barrage.

Prévention de l'érosion interne

En connaissant les caractéristiques de compactage des sédiments, il est possible de prévoir et de prévenir les risques d'érosion interne ou de suffusion, où des particules fines sont transportées par l'eau à travers le barrage, créant des vides et des chemins d'écoulement indésirables.

Optimisation des méthodes de gestion des sédiments

Les résultats de l'essai Proctor fournissent des données essentielles pour planifier et optimiser les méthodes de dragage, de stockage et de réutilisation des sédiments extraits. Une gestion efficace des sédiments est cruciale pour maintenir la capacité de stockage du barrage et prolonger sa durée de vie.

Assurance de la stabilité et de la sécurité structurelle

En comprenant les propriétés de compactage des sédiments, les ingénieurs peuvent s'assurer que les interventions de renforcement ou de construction de barrages prennent en compte la nature spécifique des matériaux présents. Cela contribue à la sécurité et à la stabilité structurelle du barrage.

3.13.2. Manipulation

- **Préparation de l'échantillon de sol** : Le sol est séché, broyé et passé à travers un tamis pour obtenir une granulométrie uniforme.
- **Ajout d'eau** : Des quantités spécifiques d'eau sont ajoutées à des échantillons distincts du sol pour obtenir différentes teneurs en eau.
- **Compactage** : Chaque échantillon est compacté dans un moule standard en utilisant un pilon qui applique une énergie de compactage standard (soit normale, soit modifiée, selon le type de Proctor). Cette énergie est répartie en plusieurs couches, chacune recevant un nombre défini de coups de pilon.

- **Pesée et séchage** : Les échantillons compactés sont pesés, puis séchés au four pour déterminer leur teneur en eau.
- **Calculs** : Les résultats obtenus (masse sèche et volume) permettent de calculer la densité sèche de chaque échantillon à différentes teneurs en eau.
- **Courbe de compactage** : Une courbe est tracée pour représenter la relation entre la densité sèche et la teneur en eau. Le sommet de cette courbe indique la densité sèche maximale et la teneur en eau optimale.

3.13.3. Résultats de l'essai Proctor

Tableau 3.23 Résultats essai Proctor normal Sol 1 et 2

Sol 1		Sol 2	
γ_d	w	γ_d	w
1,81	6,15	1,67	9,26
1,89	7,8	1,81	10,86
1,96	9,43	1,96	12,82
1,94	11,6	1,87	14,48
1,92	12,71	/	/
1,85	13,95	/	/

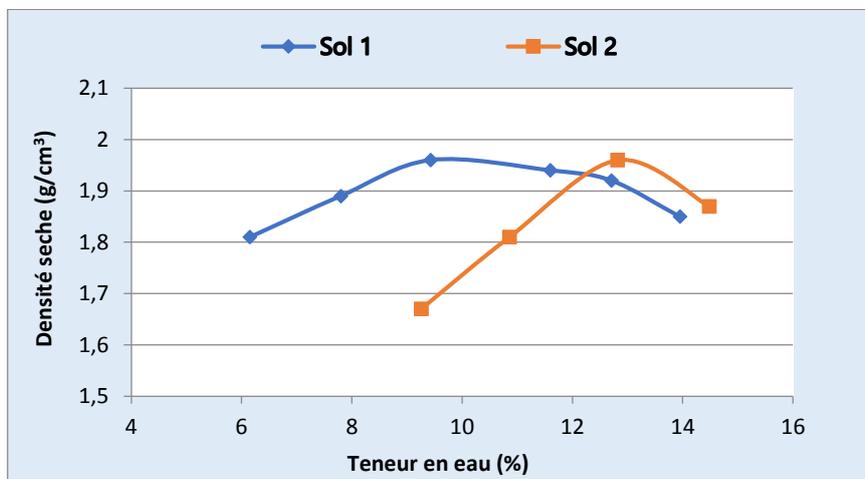


Figure 3.12 Les courbes de l'essai Proctor normal

Sédiment 1 : (w_{OPT}) = **9.43 (%)**

Sédiment 1 : (γ_{dMAX}) **1.96 (g/cm³)**

Sédiment 2 : (w_{OPT}) = **12.82 (%)**

Sédiment 2 : (γ_{dMAX}) **1.96 (g/cm³)**

3.13.4. Conclusion

L'analyse des résultats obtenus indique que le Sédiment de Safsaf el ouesra présente sur le fond du barrage une masse volumique sèche maximale de $1,96 \text{ g/cm}^3$ pour une teneur en eau optimale de 9.43 % ; tandis que après le fond, la masse volumique sèche maximale est de $1,96 \text{ g/cm}^3$ pour une teneur en eau optimale de 12.82 %.

L'allure des courbes de compactage obtenues pour les deux types de sédiments permet de constater que la variation de la teneur en eau n'apporte pas une influence sur la variation de la densification du sédiment.

Chapitre IV :

Essais de comportement mécanique

CHAPITRE IV :

4. Essais de comportement mécanique

4.1. Essai de cisaillement

L'essai de cisaillement est destiné de mesurer les caractéristiques de rupture d'un échantillon de sol fin saturé soumis à un cisaillement direct selon un plan imposé, à une vitesse constante.



Figure 4.1 Appareillage de l'essai de cisaillement

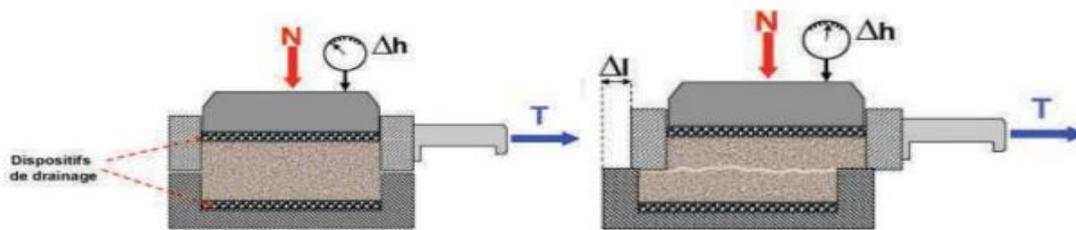


Figure 4.2 Représentation schématique de la boîte de cisaillement

N – effort normal.

T – effort tangentiel.

Δh – déplacement vertical.

Δl – déplacement horizontal.

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans un bâti de cisaillement constitué de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement préférentiel correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette. L'essai est réalisé selon la norme NF P94-071-1 et effectué sur 3 éprouvettes au minimum en augmentant à chaque fois la contrainte normale appliquée. On obtient ainsi les courbes de cisaillement effort-déformation pour déduire les droites

(τ , σ_n) pour les valeurs à la rupture et à l'état critique. Il est alors simple de déterminer l'angle de frottement ϕ et la cohésion c , respectivement la pente et l'ordonnée à l'origine de ces droites.

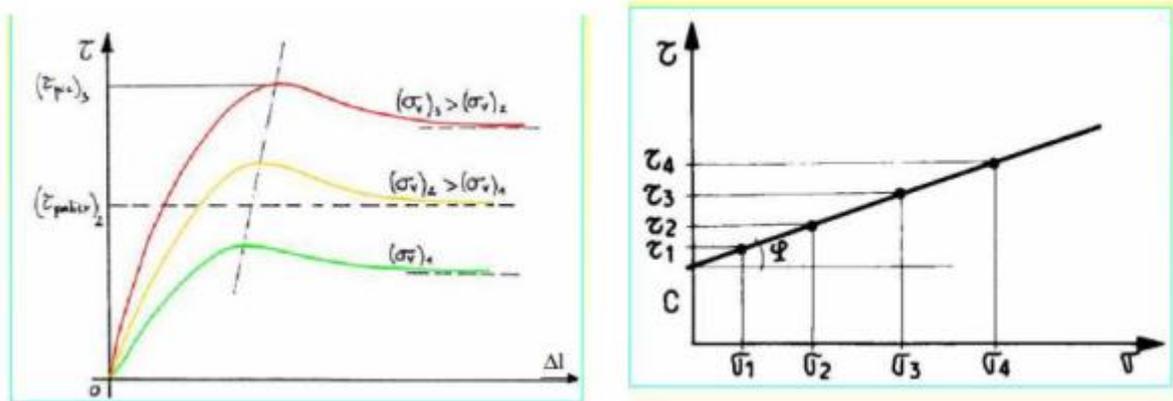


Figure 4.3 Courbes contrainte – déplacement et détermination de ϕ et C

- Dans le présent travail on a utilisé la boîte de cisaillement de forme carrée, de dimension 60x60 mm et de hauteur 20mm,
- Poids de l'échantillon 46 g
- Section de l'échantillon 36 cm²
- Volume de l'échantillon : 72 cm³

Les essais ont été réalisés au laboratoire de mécanique des sols de l'université de Tebessa.

- Vitesse de cisaillement = 0.5 mm/min.
- Les échantillons du sol d'un sédiment de dragage du barrage Safsaf El Ouesra, le type de l'essai choisi un essai consolidé drainé (CD).

4.1.1. Caractéristiques initiales des échantillons

Les caractéristiques initiales des échantillons sont présentées dans le tableau 4.1

Tableau 4.1 Les caractéristiques initiales de l'échantillon

Échantillon	1	2	3
Contrainte verticale (kN/m ²)	50	100	200
Volume (cm ³)	72	72	72
Densité Humide γ_h (g/cm ³)	2.21	2.21	2.21
Teneur en eau w (%)	12.82	12.82	12.82
Densité sèche γ_d (g/cm ³)	1.96	1.96	1.96

La figure 4.4, représente l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement. On peut noter l'existence de pics très prononcés de contraintes tangentielles. Les déplacements correspondant à ces pics sont compris entre 3mm pour $\sigma_3 = 200$ kPa, 2.8 mm pour $\sigma_2 = 100$ kPa, et 1.8 mm pour $\sigma_1 = 50$ kPa. La contrainte de cisaillement à la rupture augmente évidemment quand la contrainte normale initiale s'accroît pour ensuite décroître jusqu'à atteindre la valeur résiduelle.

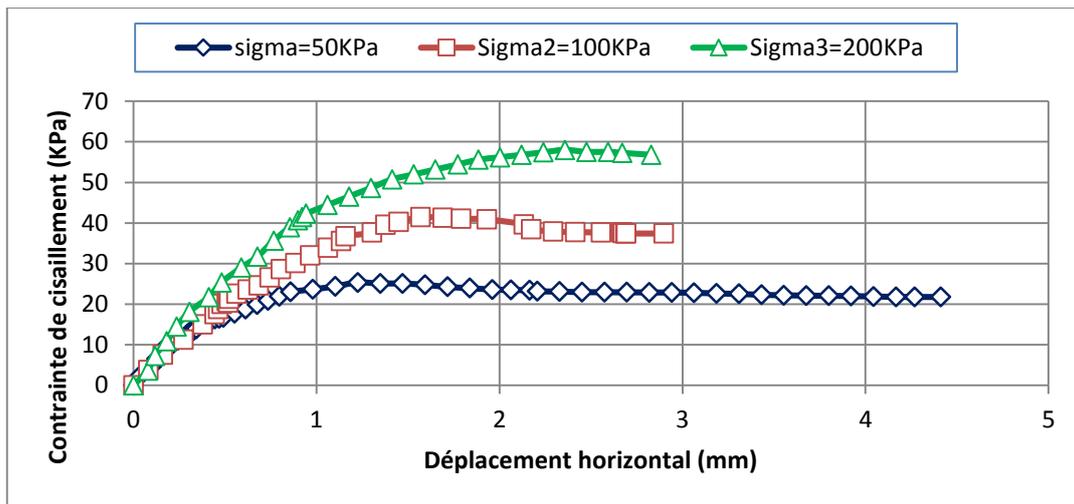
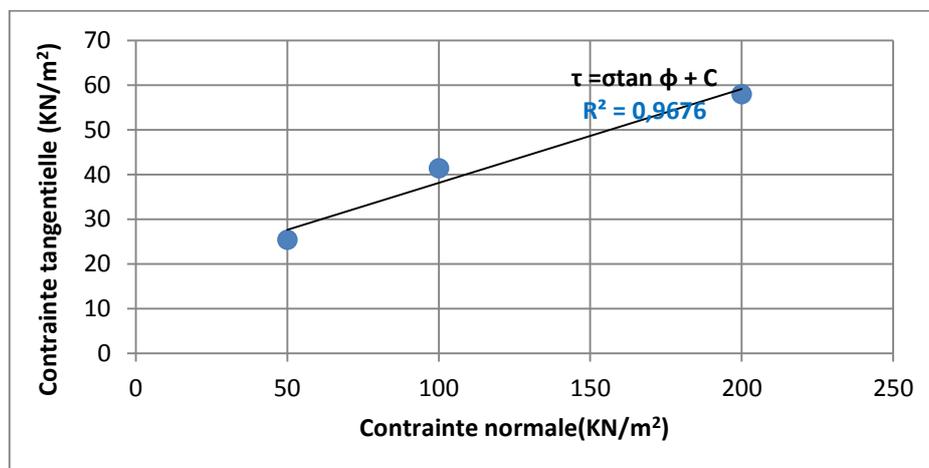


Figure 4.4 Courbes expérimentales contraintes de cisaillement/déplacement pour sédiment.

Tableau 4.2 des contraintes de rupture pour l'essai de cisaillement

Contrainte normale (KPa)	Contrainte tangentielle (KPa)
50	27.6
100	40.2
200	59.115



Figures 4.5 La courbe enveloppe du sol

4.1.2. Les valeurs de cohésion et l'angle de frottement

Angle de frottement : $\phi = 12^\circ$

Cohésion : $C = 17,095 \text{ kN/m}^2$

La figure 4.5, présente la courbe enveloppe et détermine les deux paramètres de cisaillement : ϕ est appelé l'angle de frottement, il représente la pente de la droite et s'exprime en degré, et C est appelée la cohésion. La cohésion traduit « l'effet de colle » que l'on observe dans des argiles ou des sables partiellement saturés, elle est nulle pour un sable sec.

4.2. Essai œdométrique

L'essai de consolidation est souvent considéré comme le plus important et le plus utile des essais que l'on peut faire sur les sols destinés à servir de fondation pour les structures. Les valeurs trouvées lors de cet essai servent dans la plupart pour la détermination des tassements. Le sol est placé dans une enveloppe rigide, on exerce sur sa partie supérieure une pression variable à l'aide d'un piston et on mesure les affaissements observés après stabilisation (voir figure 4.6). On détermine ainsi la relation entre les contraintes verticales et les déformations verticales.

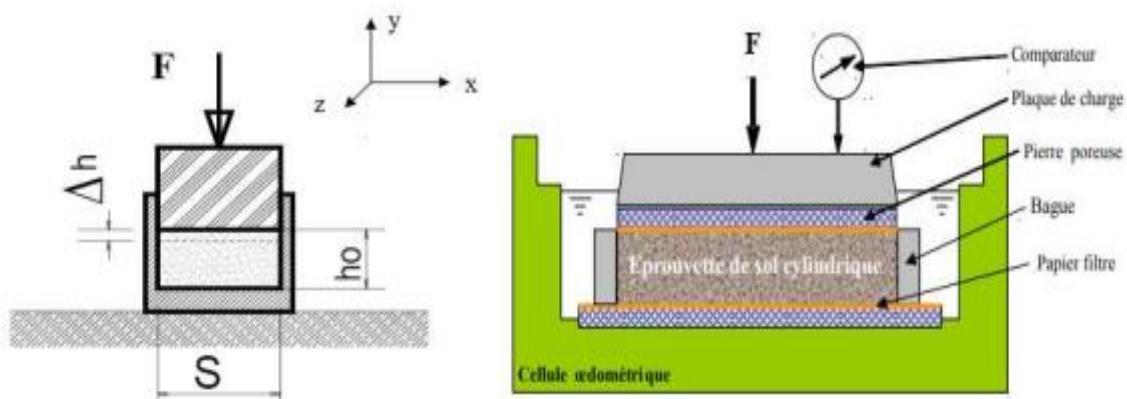


Figure 4.6 Représentation schématique d'une cellule œdométrique.

La déformation verticale : $\varepsilon_y = \frac{\Delta h}{h_0}$; $\varepsilon_x = \frac{\Delta h}{h_0}$; $\varepsilon_z = \frac{\Delta h}{h_0}$

A partir du tracé de la courbe $e = f(\log \sigma)$, on observe que:

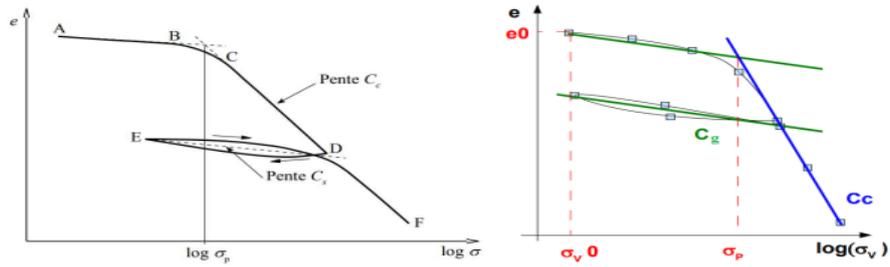


Figure 4.7 Courbe de compressibilité œdométrique

4.2.1. Calcul de l'indice de compression

L'indice de compression représente la pente de la phase de chargement : $C_c = \left| \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma} \right|$

$$C_c = (0,3597 - 0,3054) / (\log(70,736) - \log(212,207)) = 0,113$$

4.2.2. Calcul de l'indice de gonflement

L'indice de gonflement est la pente de la phase de déchargement : $C_g = \left| \frac{\Delta e}{\Delta \log \sigma} \right|$

$$C_g = (0,336 - 0,3054) / (\log(131,7) - \log(212,207)) = 0,014$$

C_c : Indice de compression.

e_0 : Indice des vides initiale.

σ_0 : Contrainte initiale.

Indice du vide initial $e_0 = (\gamma_s / \gamma_d) - 1$

A titre indicatif, On peut considérer qu'un sol est :

- peu compressible lorsque $C_c < 0,2$,
- compressible lorsque $0,2 < C_c < 0,7$,
- très compressible lorsque $0,7 < C_c$.

Tableaux 4.3 Résultats expérimentaux de l'essai œdométrique

P(Kg)	Δ (KPa)	Lecture (div)	Δh (mm)	h_0	$h_0 - \Delta h$	e
0,25	8,842	26,3	0,263	19	18,737	0,4025
0,5	17,684	37,5	0,375	19	18,625	0,3941
1	35,368	61,1	0,611	19	18,389	0,3764
2	70,736	83,5	0,835	19	18,165	0,3597
4	141,471	123,6	1,236	19	17,764	0,3296
6	212,207	156	1,56	19	17,44	0,3054
4	141,471	149,5	1,495	19	17,505	0,3103
2	70,736	138,6	1,386	19	17,614	0,3184
1	35,368	131,7	1,317	19	17,683	0,3236
0,5	17,684	123,9	1,239	19	17,761	0,3294
0,25	8,842	118	1,18	19	17,82	0,3338

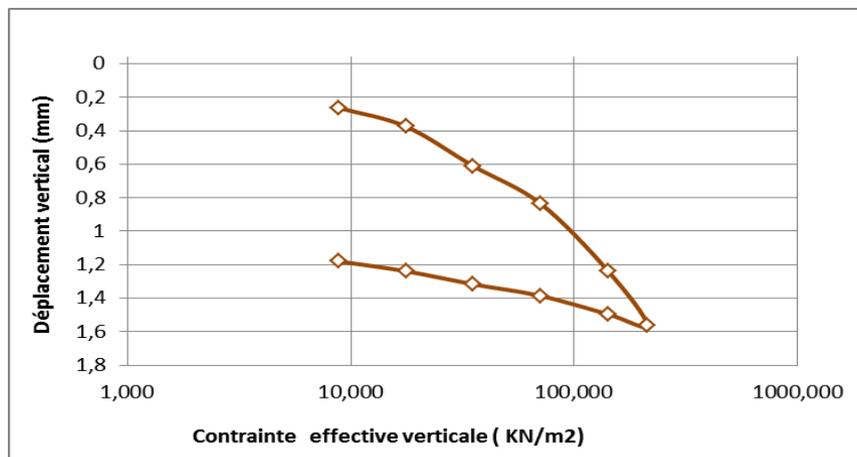


Figure 4.8 Courbe de compressibilité (déplacement - contrainte effective verticale)

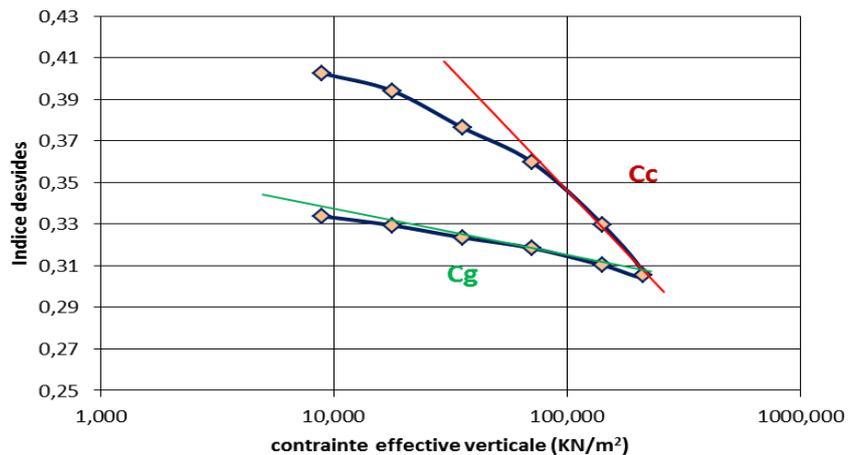


Figure 4.9 Courbe œdométrique de sédiment étudié

4.2.3. Module œdométrique

Le module œdométrique est relié à l'indice de compression C_c par :

$$E_{oed} = \frac{1 + e_0}{C_c} \frac{\sigma'_{final} - \sigma'_{initial}}{\log\left(\frac{\sigma'_{final}}{\sigma'_{initial}}\right)}$$

$$E_{oed} = \Delta\sigma' / (\Delta H/H) = \Delta\sigma' (1+e_0) / (\Delta e) = (212,207-8,84) (1+0,4025) / (0,4025-0,3054) \\ = 285,22/0,09071=10295 \text{ Kpa}$$

Tableaux 4.4 Type de sol par rapport module œdométrique E_{oed}

Type de sol	Module œdométrique E' (KPa)
sable	10000-30000
Argile raide	1500-10000
Argile moyennes molles	100-1000
graviers	Inférieur à 10

4.3. Conclusions

Sur la base des résultats de l'essai de cisaillement direct, on peut conclure que le sol est relativement résistant au cisaillement. La résistance au cisaillement direct ($C = 17,095 \text{ kN/m}^2$) et l'angle de frottement interne est modérément élevé ($\phi = 12^\circ$).

En ce qui concerne l'essai œdométrique :

- D'après le C_c , le sol est modérément compressible.
- D'après le C_g , le sol a une faible perméabilité et le drainage de l'eau sera lent.
- D'après l' E_{oed} , le sol est relativement rigide.

Les essais de comportement mécanique sont cruciaux dans une étude géotechnique sur les sédiments de barrage pour plusieurs raisons. Les sédiments jouent un rôle vital dans la stabilité et la sécurité des barrages, et comprendre leurs propriétés mécaniques est essentiel pour évaluer les risques et concevoir des mesures de gestion appropriées. Les essais de comportement mécanique sont essentiels pour comprendre les propriétés des sédiments de barrage et pour assurer la conception, la construction et l'entretien sûrs et efficaces des barrages. Ils aident à identifier les risques potentiels, à prévoir les comportements futurs et à planifier les interventions nécessaires pour maintenir la stabilité et la sécurité des structures de barrage.

Chapitre V

Modélisation numérique

CHAPITRE V :**5. Modélisation numérique****5.1. Présentation du Logiciel Plaxis**

C'est un logiciel aujourd'hui couramment utilisé en bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériques de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code de calcul éléments finis Plaxis est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élastoplastiques, élasto-viscoplastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements par la méthode lagrangienne actualisée. Très fiable sur le plan numérique, ce code fait appel à des éléments de haute précision, tels que les triangles à 15 nœuds, ainsi qu'à des pilotages de résolution récents comme la méthode de longueur d'arc.

5.2. Lois de comportement utilisées dans Plaxis

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées, permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élastoplastique des sols, aussi bien sous des sollicitations monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes, la seconde difficulté est l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Les modèles de comportement disponible dans Plaxis sont :

- ▲ Modèle élastique linéaire ;
- ▲ Modèle de Mohr-Coulomb ;
- ▲ Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model) ;

- ▲ Modèle "SSM", pour les sols mous ;
- ▲ Modèle "SSCM", pour les sols mous avec effet du temps ;

Le logiciel PLAXIS, dispose (depuis la version 8.0) d'une option permettant à l'utilisateur d'implémenter ses propres lois de comportement des matériaux.

5.2.1. Le modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb demande la détermination de cinq paramètres (figure 5.1). Les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ , respectivement, la cohésion et l'angle de frottement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

Figure 5.1 Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb

Module de Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il apparaît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondrait au G_{max} , mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module "moyen", par exemple celui correspondant à un niveau de 50% du déviateur de rupture (voir figure 4.2). L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du

module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple :

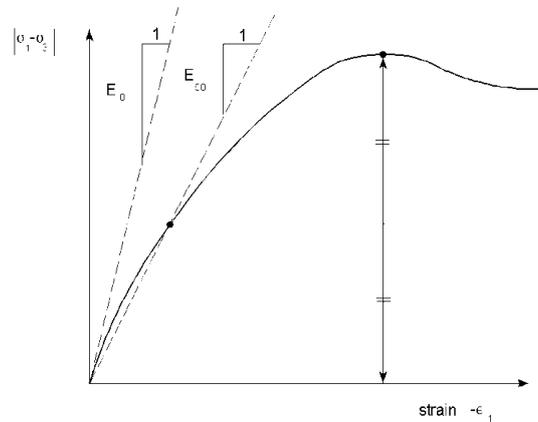


Figure 5.2 Définition du module à 50% de la rupture

Dans les boîtes de dialogues, on peut aussi rentrer le gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

Coefficient de Poisson

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaire). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

Angle de frottement

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement "de pic" soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de 35° est compatible avec les angles de frottement ϕ_{CV} (à volume constant, au palier)

La Cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

Pour les analyses en non drainé avec $\phi_u = 0$, Plaxis offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans le problème (typiquement en kPa/m). Cette option permet aussi de faire varier le module de déformation E avec la profondeur

L'angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de "dilatance" noté ψ c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\psi = \phi - 30^\circ \text{ Pour } \phi > 30^\circ \quad \text{ou} \quad \psi = 0^\circ$$

Le cas $\psi < 0$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). La valeur $\psi = 0$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, où il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

Paramètres avancés

Pour tenir compte des variations avec la profondeur, on utilise les paramètres avancés.

5.2.2. Le Modèle de sol avec écouissage (Hardening Soil Model)

C'est un modèle hyperbolique de type élastoplastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écouissage en cisaillement. Le modèle de sol avec écouissage (H.S.M) a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points. Ce modèle du deuxième ordre permet de simuler le comportement des sables, des graves, mais aussi de sols plus mous comme les argiles et les limons.

Paramètres du modèle

Le modèle HSM nécessite donc principalement les paramètres suivants, qui comme pour le modèle de Mohr-Coulomb sont identifiables à partir d'essais œdométriques ou triaxiaux.

Tableau 5.1 paramètre du Mohr-Coulomb

Paramètres	Module de Young	Coefficient de poisson	Cohésion	L'angle de frottement	L'angle de dilatance	Poids volumique
Symboles	E	ν	C	φ	ψ	γ
Unités	KN/m^2	/	KN/m^2	degré	degré	KN/m^3

Tableau 5.2 Paramètres de rigidité

Paramètres	Module sécant dans un essai triaxial	Module tangent dans un essai œdométrique	Puissance (environ 0,58 pour les sables)
Symboles	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	m
Unités	KN/m^2	KN/m^2	[–]

Tableau 5.3 Paramètres avancés

Paramètres	Module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 3 \text{ à } 4 E_{50}^{ref}$)	Coefficient de Poisson en charge décharge (par défaut $\nu_{ur} = 0.2$)	Contraintes de référence (par défaut $p^{ref} = 100$)	K_0 -consolidation (par défaut $K_0^{NC} = 1 - \sin\varphi$)	Cf. modèle de Mohr-Coulomb (par défaut $c_{increment} = 0$)	Unité de profondeur	Coefficient à la rupture q_f/q_a (par défaut $R_f = 0.9$)
Symboles	E_{ur}^{ref}	ν_{ur}	p^{ref}	K_0^{NC}	$c_{increment}$	y_{ref}	R_f
Unités	KN/m^2	[–]	KN/m^2	[–]	KN/m^2	[m]	[–]

5.3. Modélisation numérique des essais au laboratoire

5.3.1. Modélisation de l'essai de cisaillement direct

5.3.1.1. Introduction

La simulation numérique est un moyen intéressant à exploiter pour l'étude du comportement des matériaux et la distribution des contraintes et des déplacements, le calcul numérique nécessite moins de moyens pour obtenir des résultats de déformations, donc l'essai de cisaillement peut être étudié dans son ensemble, et les résultats sont donnés instantanément.

Le but de cette partie est de proposer un modèle géotechnique pour l'essai de cisaillement directe pour cela ,l'essai modélisé est de type consolidé drainé avec application d'une contrainte normale constante sur la demi boîte supérieur qui peut se déplacer uniquement dans le sens horizontale, et une contrainte tangentielle variable sur la demi boîte supérieur jusqu'à plastification du modèle. Le modèle de référence a été établi et calculé avec le logiciel Plaxis 8.2.

5.3.1.2. Définition des données

Pour que logiciel Plaxis puisse faire les calculs correctement et complètement, on doit lui saisir toutes les données du projet suivantes :

5.3.1.3. Les hypothèses générales données

- Les déformations sont considérées planes.
- L'influence des interfaces est négligeable (la masse volumique des interfaces est différente de celle du sol).

5.3.1.4. Géométrie du modèle

Le projet n'est pas symétrique, il sera modélisé par un modèle géométrique plan (2D) de 6x6 cm de largeur sur 2cm de profondeur. Ce modèle est présenté sur la figure 5.3

Condition aux limites : pour la demi-boîte supérieure on permet uniquement les déplacements horizontaux (vertical fixity), pour la demi boîte inférieure les déplacements verticaux et horizontaux sont boqués (total fixity).

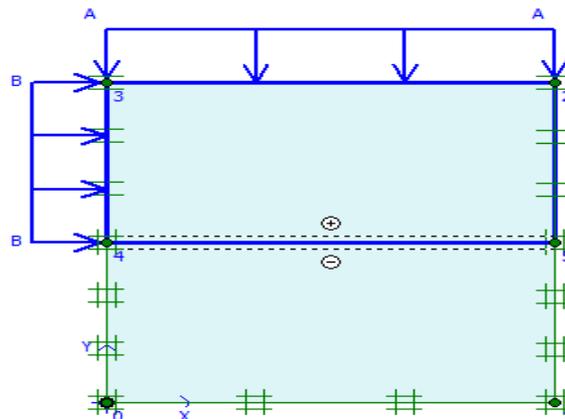


Figure 5.3 Modèle géométrique de l'essai de cisaillement

Des interfaces sont utilisées pour produire les effets d'interaction entre sol et la structure de la boîte.

5.3.1.5. Caractéristiques géotechniques des matériaux étudiés

Les caractéristiques du sol utilisé dans la simulation numérique sont déterminées au laboratoire par des essais d'identification. Pour les propriétés du sol, nous avons pris les valeurs des paramètres trouvés par des différents essais.

Tableau 5.4 Paramètres de sol pour le modèle MC

Paramètres	Symboles	Valeurs	Unités
Type de Modèle	Model	Mohr-coulomb	-
Type de comportement	Type	Drainé	-
Poids volumique saturé	γ_{sat}	20,5	kN/m ³
Poids volumique non saturé	γ_{unsat}	16,5	kN/m ³
Perméabilité horizontale	k_x	5×10^{-6}	m/jour
Perméabilité verticale	k_y	5×10^{-6}	m/jour
Module d'Young	E_{ref}	11850	kN/m ²
Coefficient de poisson	$\nu(nu)$	0,2	-
Cohésion	c_{ref}	17.095	kN/m ²
Angle de frottement	φ	12	°
Angle de dilatance	ψ	1	°
Facteur de rigidité de l'interface	R_{inter}	Rigide	-
Perméabilité de l'interface	permeability	impermeable	-

Tableau 5.5 Paramètres de sol pour le modèle HSM

Paramètres	Symboles	Valeurs	Unités
Type de Modèle	Model	Hardening Soil Model	-
Type de comportement	Type	Drainé	-
Poids volumique saturé	γ_{sat}	19.4	kN/m ³
Poids volumique non saturé	γ_{unsat}	16,5	kN/m ³
Perméabilité horizontale	k_x	5×10^{-6}	m/jour
Perméabilité verticale	k_y	5×10^{-6}	m/jour
Module sécant	E_{50}^{ref}	11850	kN/m ²
Coefficient de poisson	$\nu(nu)$	0,2	-
Cohésion	c_{ref}	17.095	kN/m ²
Angle de frottement	φ	12	°
Angle de dilatation	ψ	1	°
Facteur de rigidité de l'interface	R_{inter}	Rigide	-
Perméabilité de l'interface	permeability	impermeable	-
Module d'Young œdométrique	E_{oed}^{ref}	11850	kN/m ²
Module de déchargement	E_{ur}^{ref}	55500	kN/m ²
La puissance	m	0.5	-
Coefficient de rupture	R_f	0.9	-
Pression de référence	P_{ref}	100	kN/m ²

5.3.2. Modélisation numérique de l'essai de cisaillement en utilisant le modèle de comportement Mohr-Coulomb

5.3.2.1. Génération du maillage

Le modèle de référence se fait par des éléments finis triangulaires à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 363 éléments et le nombre des nœuds est de 3041 nœuds et le nombre des points de contraintes est 4356.

General	
Model :	Plane strain
Elements :	15-Noded
Mesh	
Number of elements :	363
Number of nodes :	3041
Number of stress points :	4356
Average element size:	$1,82 \cdot 10^{-3}$ m

Figure 5.4 information générale sur le Maillage du modèle

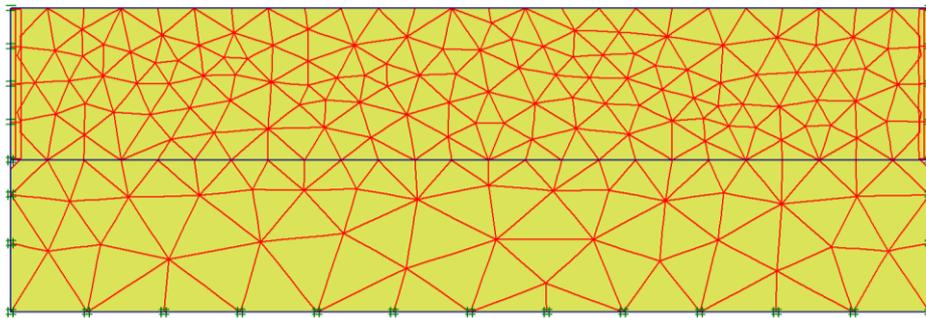


Figure 5.5 Maillage du modèle par des éléments triangulaires à 15 nœuds

5.3.2.2. Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

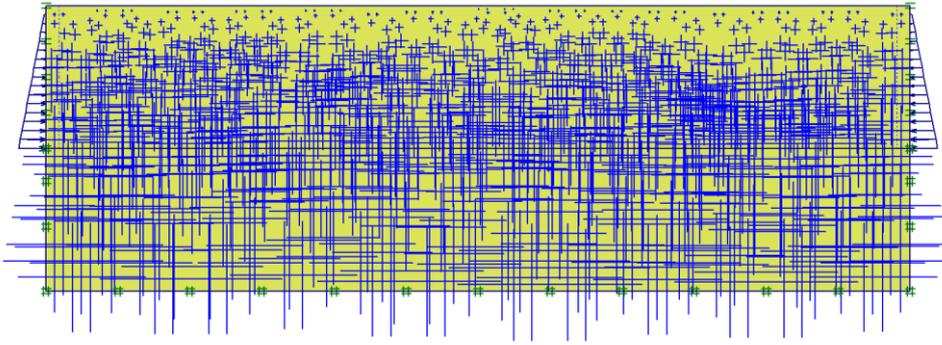


Figure 5.6 génération de pression interstitielle ($198.99 \cdot 10^{-3}$ kN/m²)

5.3.2.3. Contraintes initiales

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux ainsi que l'élément de sol. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 par défaut la valeur de K_0 est proposé automatiquement d'après la formule de Jaky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité. L'objectif de ces étapes est de créer une distribution réaliste des contraintes initiales dans le sol avant d'appliquer des charges supplémentaires.

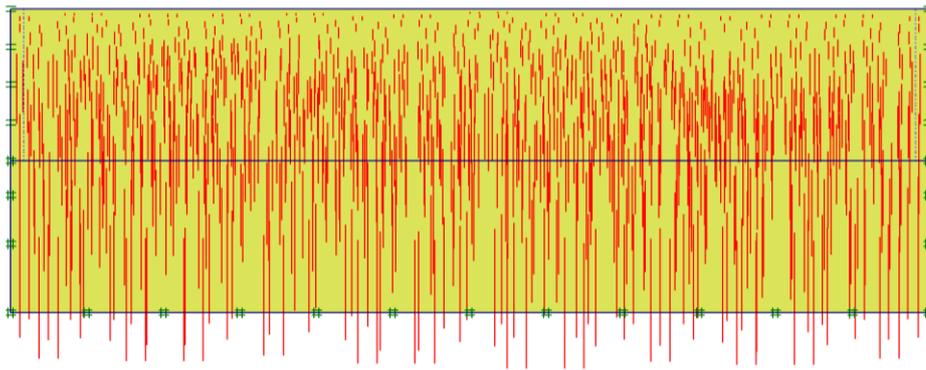


Figure 5.7 génération des contraintes initiales ($208.94 \cdot 10^{-3}$ kN/m²)

5.3.2.4. Procédure de calculs

Le calcul numérique du modèle comporte quatre phases de calcul dans l'ordre, on fixe la charge verticale et on fait varier la charge horizontale à l'aide de la procédure (Staged Construction).

- Les Phases des calculs numériques

1^{ère} phase :

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. Pour notre cas, les déplacements verticaux et horizontaux de la demi-boîte inférieure sont bloqués, tandis que la demi-boîte supérieure peut se déplacer horizontalement.

2^{ème} Phase :

Application d'une charge verticale de confinement de 50 KPa et un déplacement imposé variable progressif jusqu'à 12 mm.

3^{ème} Phase :

Augmentation de la charge verticale au double d'une valeur de 100KPa et imposé même déplacement max 12 mm

4^{ème} Phase :

Appliqué une charge de 200 KPa et imposé même déplacement max 12mm

5.3.2.5. Les principaux résultats

On s'intéressera à deux types de déformation : déformation de forme et déformation interne telle que :

1. Déformation de maillage.
2. Déformation au niveau de l'interface :
 - L'évolution de la zone plastique.
 - La courbe enveloppe.
 - La variation des contraintes de cisaillement.

➤ Déformation de maillage :

La déformation de maillage du sol est représentée sur la figure 5.8; le déplacement horizontal maximum est de $12.10 \cdot 10^{-3}$ m. Cette valeur reflète la valeur de déplacement imposé pendant l'essai.

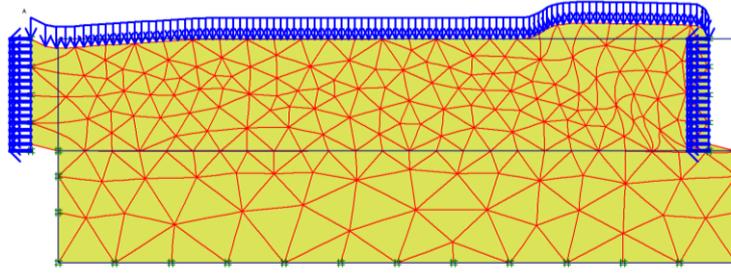


Figure 5.8 phase 4 : déformation de maillage ($12.10 \cdot 10^{-3}$ m)

➤ **Déformation au niveau du plan de cisaillement :**

- Le déplacement maximum est de $12.10 \cdot 10^{-3}$ m avec un contrainte de cisaillement max de 177.22 KN/m^2 .
- L'évolution zone plastique, on constate l'apparition deux zones plastification du sol sur le plan de rupture (plan de cisaillement) au point A (début) et au point C (figure 5.11).

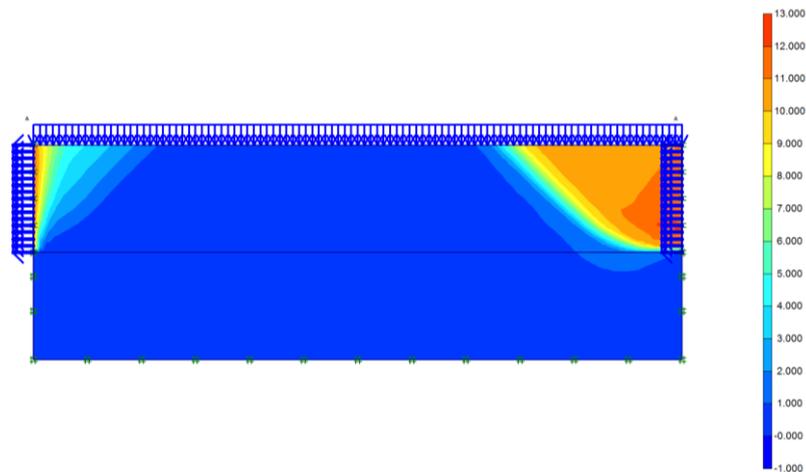


Figure 5.9 déplacement maximal ($12.10 \cdot 10^{-3}$ m)

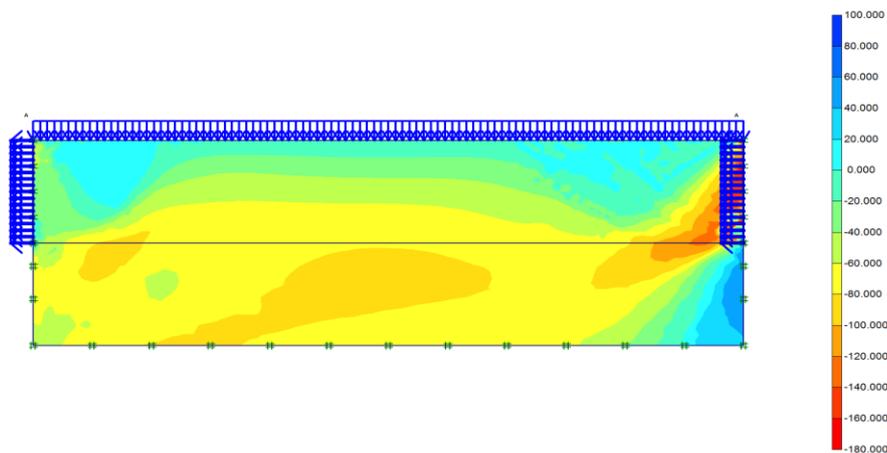


Figure 5.10 Répartition des contraintes de cisaillement (177.22 KN/m^2)

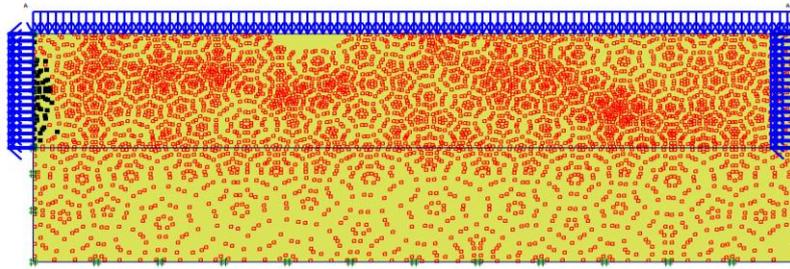


Figure 5.11 Distribution des points plastiques

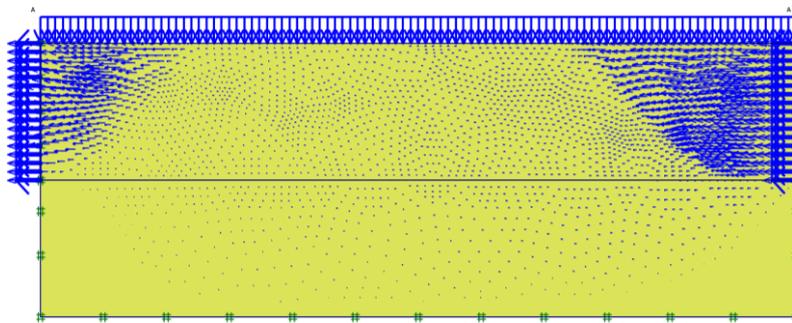


Figure 5.12 Evolution du déplacement horizontale ($131.46 \cdot 10^{-6}$ m)

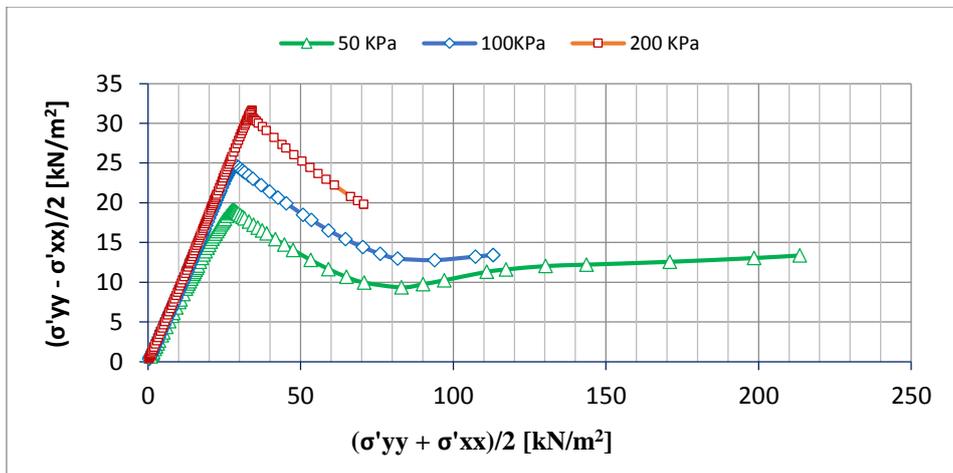


Figure 5.13 Variation du déviateur de contrainte en fonction de la contrainte moyenne en utilisant le Modèle Mohr Coulomb

Dans le plan de contraintes de la figure 5.14 exprime le chargement draine phase de calcul 2 une montée de déviateur de contrainte puis une chute au cours de la rupture.

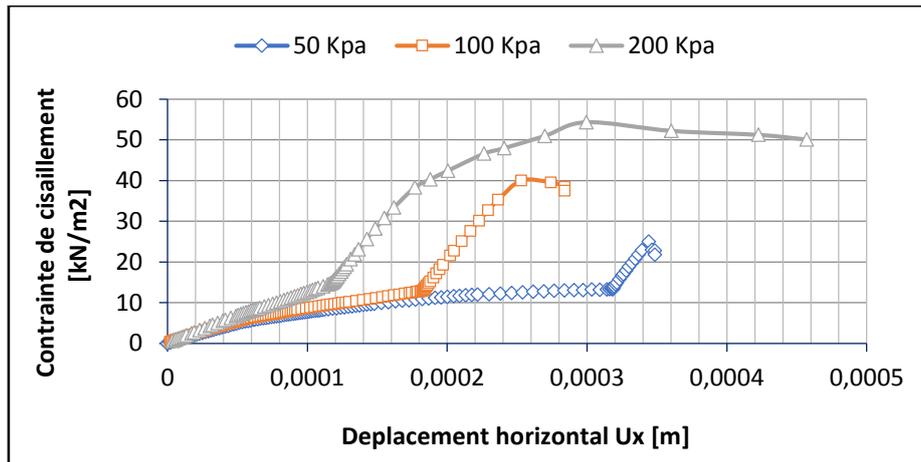


Figure 5.14 Variation du contrainte-déplacement en utilisant le Modèle Mohr Coulomb

5.3.3. Modélisation numérique de l’essai de cisaillement en utilisant le modèle de comportement HSM (Hardening Soil model)

5.3.3.1. Génération du maillage

Le modèle de référence se fait par des éléments triangulaires à 15 nœuds. Le nombre d’éléments est de 363 éléments et le nombre des nœuds est de 3041 nœuds et les points de contraintes 4356.

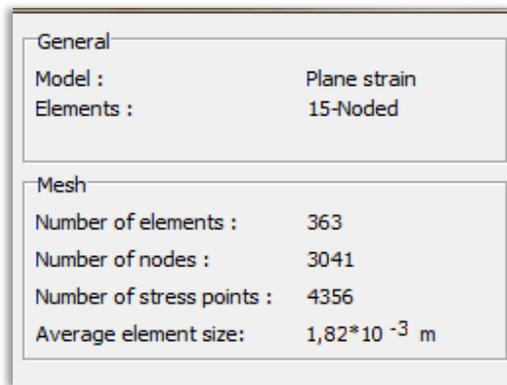


Figure 5.15 Information générale sur le Maillage du modèle

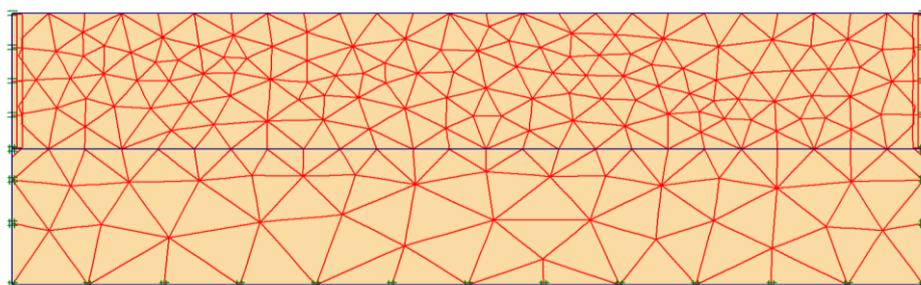


Figure 5.16 Maillage et conditions aux limites du modèle

5.3.3.2. Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

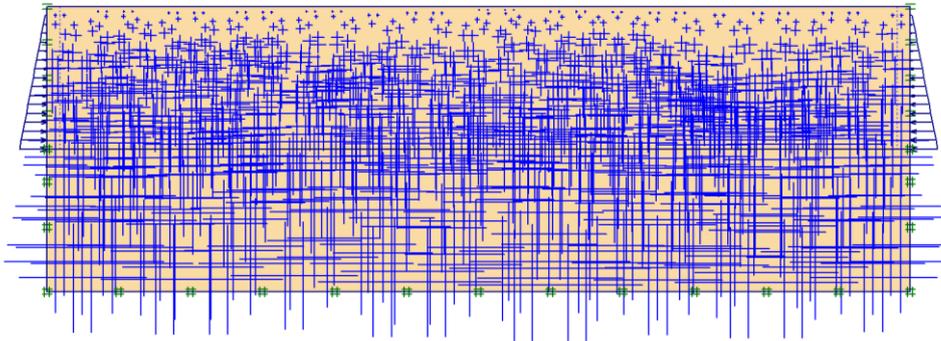


Figure 5.17 génération de pression interstitielle ($198.99 \cdot 10^{-3}$ KN/m²)

5.3.3.3. Contraintes initiales

Pour le calcul des contraintes initiales, il faut désactiver les éléments structuraux ainsi que l'élément de sol. On génère alors les contraintes initiales en prenant les valeurs de K_0 par défaut la valeur de K_0 est proposé automatiquement d'après la formule de Jaky. On garde le poids du sol à 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité. L'objectif de ces étapes est de créer une distribution réaliste des contraintes initiales dans le sol avant d'appliquer des charges supplémentaires.

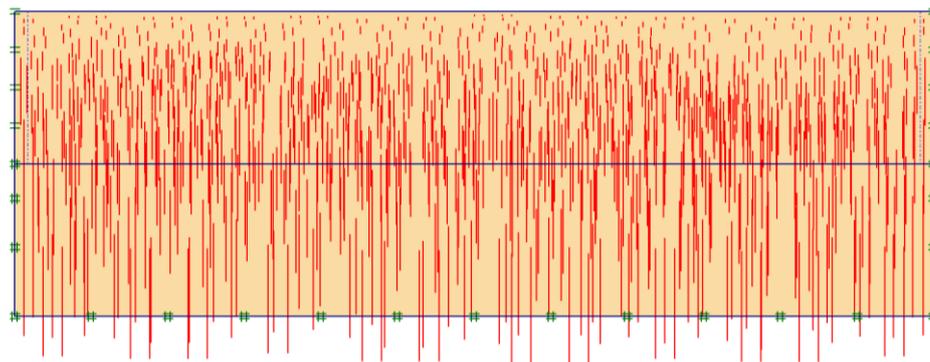


Figure 5.18 génération des contraintes initiales ($187.05 \cdot 10^{-3}$ kN/m²)

5.3.3.4. Procédure de calculs

Le calcul du modèle de référence se fait défini en 4 phases dans l'ordre, on fixe la charge verticale et on fait varier la charge horizontale à l'aide de la procédure (Staged Construction).

- Les Phases des calculs numériques

1^{ère} Phase :

Cette phase est gérée 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. Pour notre cas, les déplacements verticaux et horizontaux de la demi-boîte inférieure sont bloqués, tandis que la demi-boîte supérieure peut se déplacer horizontalement.

2^{ème} Phase :

Application d'une charge verticale de confinement de 50kpa et un déplacement imposé horizontal sur la demi-boîte supérieure max 12 mm.

3^{ème} Phase :

Augmentation de la charge verticale de confinement à 100kpa et imposé même déplacement horizontal 12mm sur la demi-boîte supérieure.

4^{ème} Phase :

Application de la charge vertical de 200 kPa et imposé même déplacement horizontal 12mm.

5.3.3.5. Les principaux résultats

On s'intéressera à la distribution des contraintes et des déformations à la phase de rupture de l'échantillon

1. Déformation de maillage
2. Déformation horizontale du sol
3. Déformation vertical du sol au cours de l'essai
4. La variation des contraintes de cisaillement au cours de l'essai.

➤ Déformation de maillage :

La déformation de maillage et du sol sont représentés sur la figure 5.19 ; On note un déplacement totale maximum de $12.18 \cdot 10^{-3}$ m.

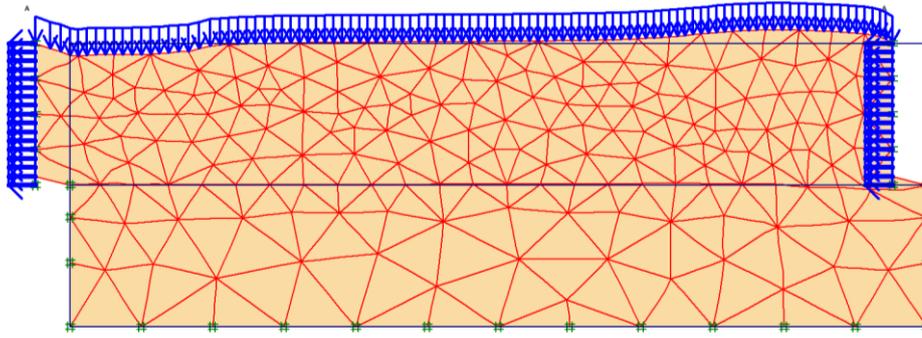


Figure 5.19 phase 4 : déformation de maillage ($12.18 \cdot 10^{-3}$ m)

➤ **Déformation au niveau du plan de cisaillement**

- le déplacement maximum est de $12.18 \cdot 10^{-3}$ m avec un contrainte de cisaillement max de 195.15 KN/m^2 (figure 5.20).
- L'évolution de la zone plastique /à la traction, on constate l'apparition de deux zones de traction à l'interface (plan de cisaillement) au point A (début) et au point C.

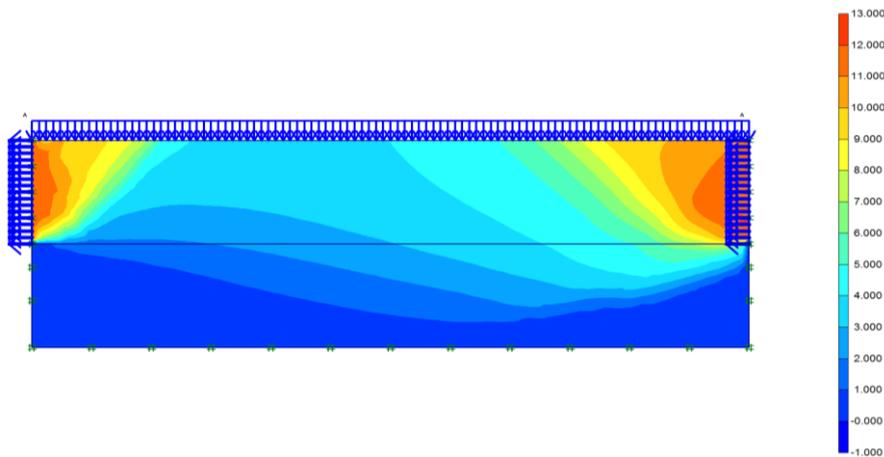


Figure 5.20 Déplacement horizontal maximal ($12.18 \cdot 10^{-3}$ m)

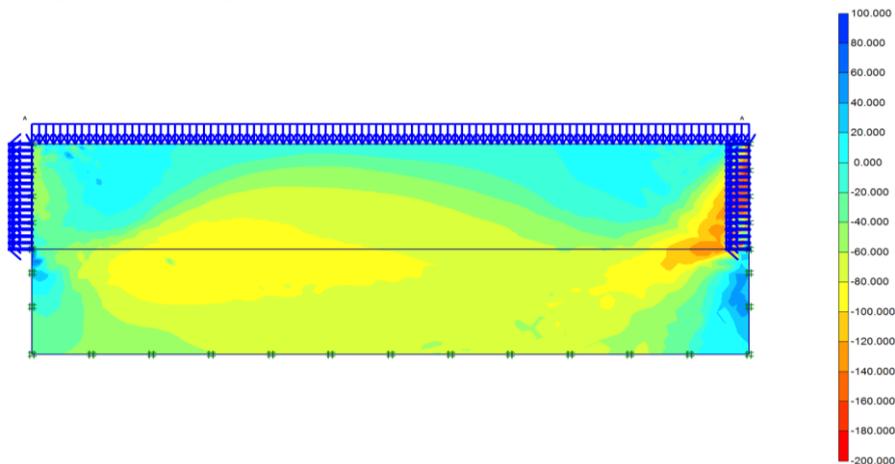


Figure 5.21 Répartition des contraintes de cisaillement max (195.15 kN/m^2)

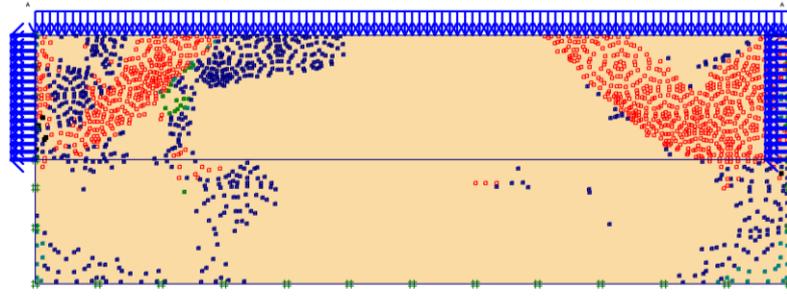


Figure 5.22 Distribution des points plastiques dans le sol au cours de la rupture

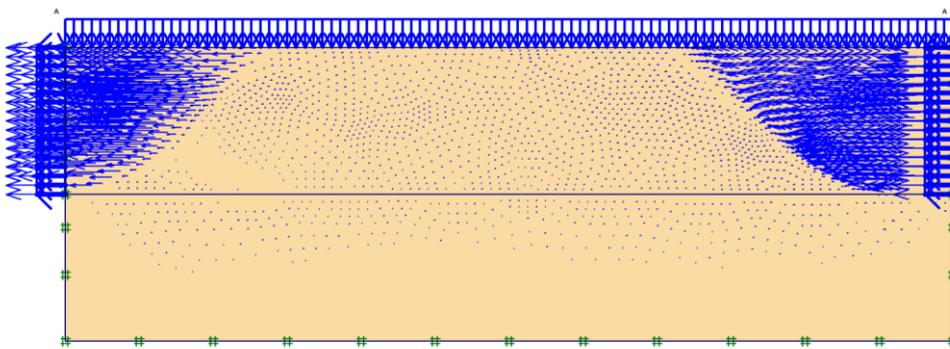


Figure 5.23 Répartition des déplacements horizontaux dans l'échantillon ($8.48 \cdot 10^{-6}$ m)

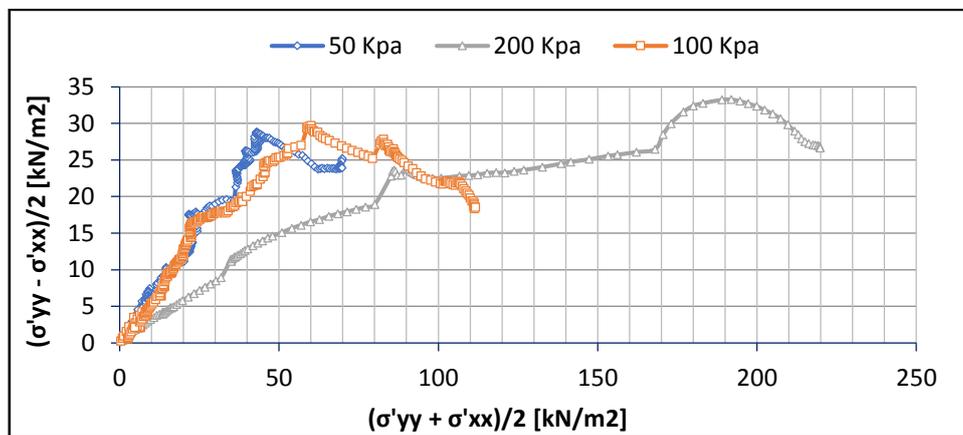


Figure 5.24 Variation du déviateur de contrainte en fonction de la contrainte moyenne en utilisant le Modèle de comportement HSM

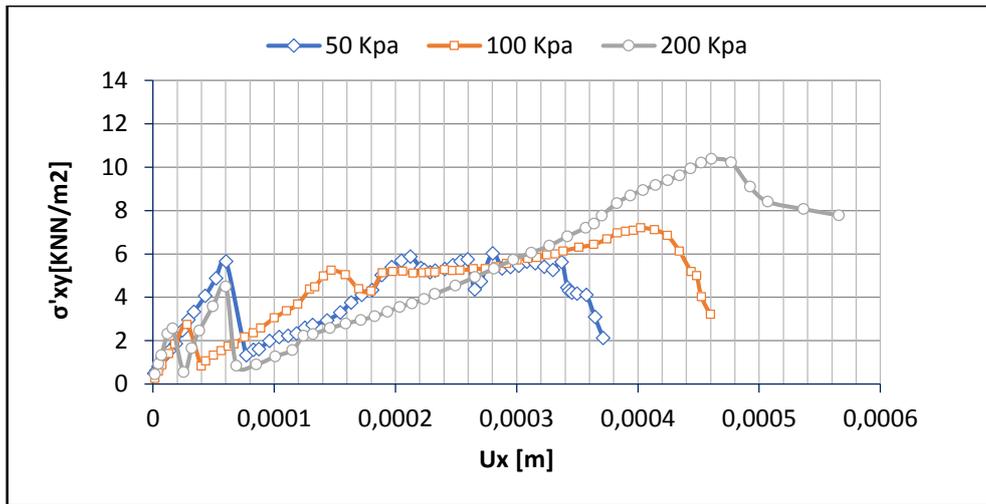


Figure 5.25 Courbe de contrainte-déplacement d'essai de cisaillement (HSM)

5.3.4. Modélisation numérique de l'essai œdométrique

5.3.4.1. Introduction

Dans cette partie, on présente une modélisation numérique de l'essai œdométrique expérimental afin d'étudier la répartition des déformations et des contraintes au cours de l'essai et la phase de consolidation avec dissipation de la pression interstitielle en utilisant la méthode des éléments finis par le logiciel Plaxis.

5.3.4.2. Informations générale

Dans toute analyse, il est important d'adopter un système d'unités cohérent. Au début de la définition de la géométrie, le choix d'un jeu d'unités fondamentales convenables dans une liste d'unités standard s'impose pour l'utilisateur lesquelles comprend des unités de longueur, de force et de temps.

5.3.4.3. Condition de géométrie

La modélisation des essais de consolidation est conduite en utilisant un seul modèle géométrique ayant pour dimensions 60 mm de largeur qui signifie le diamètre de l'échantillon, et de 20 mm de hauteur en condition axisymétrique.

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

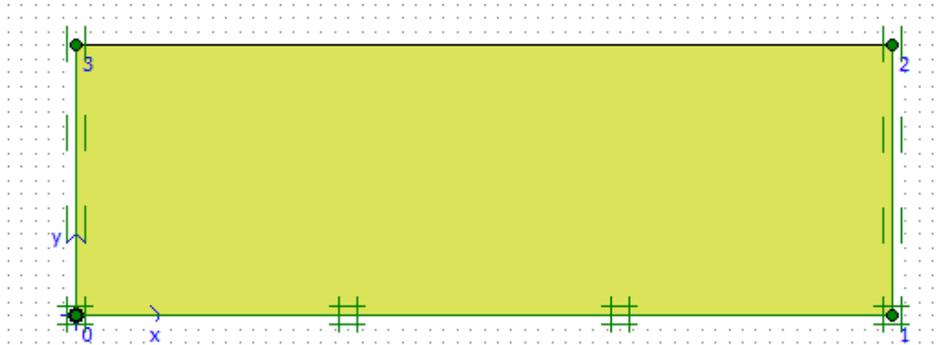


Figure 5.26 Géométrie du modèle pour l'essai œdométriques (consolidation unidimensionnelle)

Le chargement est déterminé par le système de chargement vertical uniforme "A". Ce type de chargement appliqué sous forme d'une charge répartie sur face supérieure du modèle correspond à la contrainte appliquée sur l'échantillon de l'essai œdométrique.

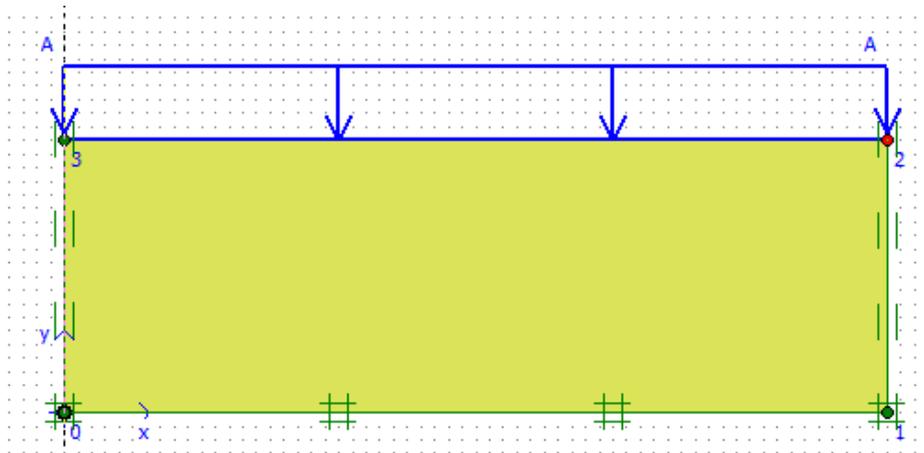


Figure 5.27 Condition aux limites en chargements et en déplacements.
Les éléments utilisés dans le maillage sont des éléments triangulaires à 15 nœuds

5.3.4.4. Caractéristiques des matériaux étudiés

Les caractéristiques géotechniques du sol étudié sont les mêmes utilisées dans l'expérience précédente dans l'essai de cisaillement direct.

5.3.5. Modélisation numérique de l'essai œdométrique en utilisant le modèle de comportement Mohr Coulomb

5.3.5.1. Génération du maillage

Le modèle géométrique comporte des éléments triangulaires à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 112 éléments et le nombre des nœuds est de 961 nœuds et les points de contraintes 1344

General	
Model :	Plane strain
Elements :	15-Noded
Mesh	
Number of elements :	112
Number of nodes :	961
Number of stress points :	1344
Average element size:	$3,27 \cdot 10^{-3}$ m

Figure 5.28 information générale sur le Maillage du modèle

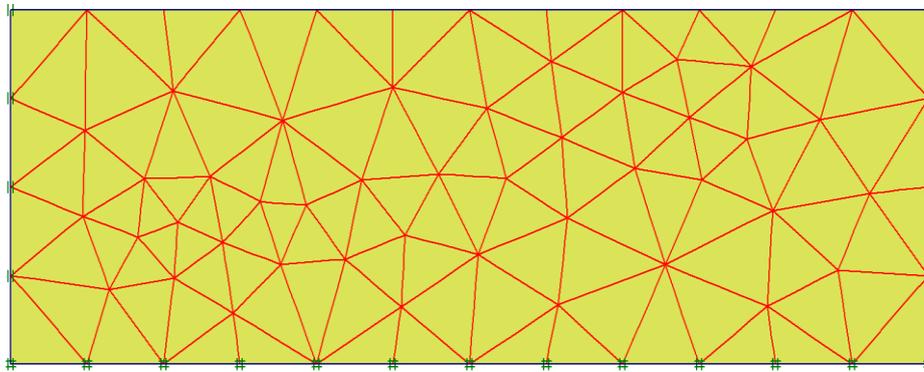


Figure 5.29 Maillage et conditions aux limites du modèle

5.3.5.2. Génération des contraintes initiales

- Les conditions aux limites hydrauliques sont montrées dans la surface et les deux côtés de l'échantillon sont non drainés pour cela on utilise la frontière de consolidation fermée, en d'autres termes, l'eau ne peut pas s'écouler à travers ces limites. Par contre, le bas de l'échantillon est drainé, donc l'eau peut s'échapper à travers cette limite.
- Les conditions hydrauliques sont représentées par les faces supérieure et inférieure drainés qui peuvent simuler les rôles des pierres poreuses.
- L'échantillon est complètement saturé, le niveau de la nappe phréatique coïncide avec la surface de l'échantillon.

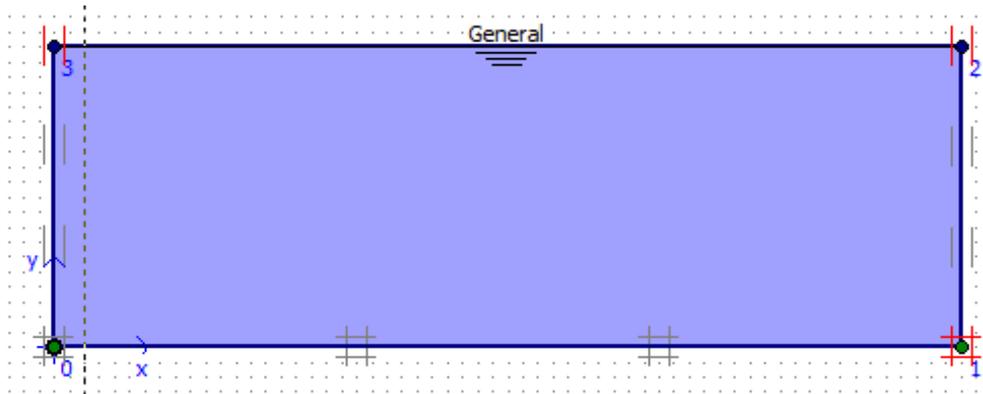
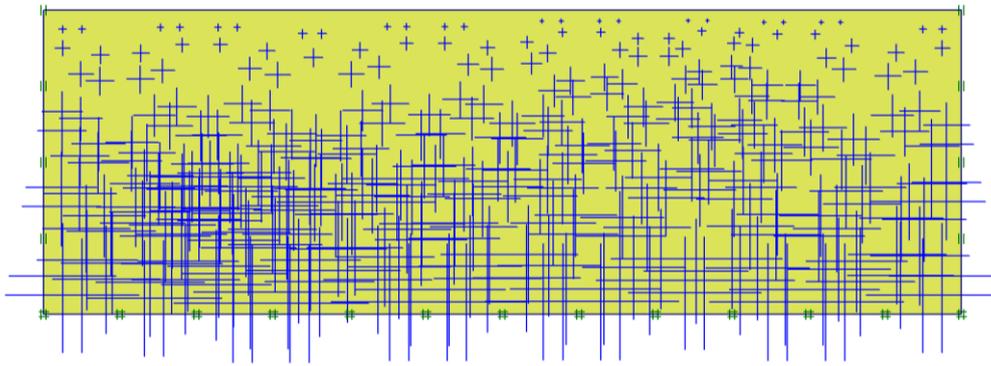
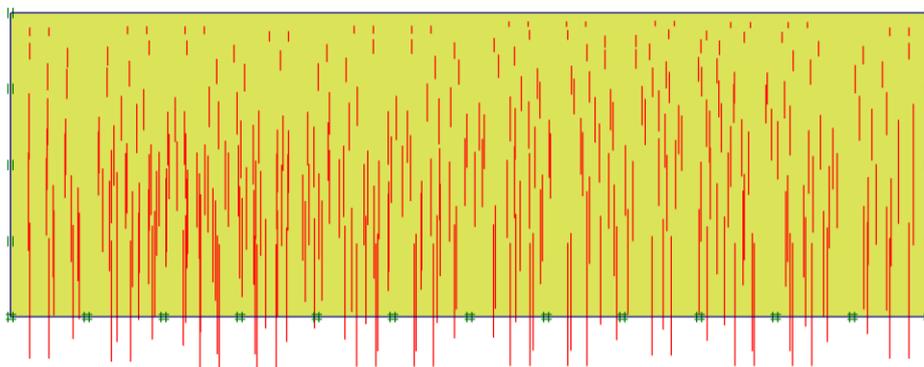


Figure 5.30 Condition aux limites hydrauliques

5.3.5.3. Conditions initiales

Figure 5.31 génération des pressions interstitielles ($198.46 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}^2$)

5.4.5.4. Contraintes initiales

Figure 5.32 génération des contraintes effectives initiales ($208.38 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}^2$)

5.3.5.5. Les phases du calcul numérique

Des essais œdométrique à chargement par palier seront modélisées par le logiciel Plaxis, avec l'utilisation de lois de comportement de Mohr coulomb, les conditions aux limites hydrauliques imposées que nous avons déjà présentés aux paragraphes précédents, sur échantillon de sol étudié fait en conditions drainés sous une série de contrainte effective

verticale, chacune étant le double de celle d'avant et pour des paliers de 24 heures pour laisser l'excès des pressions interstitielles, ensuite nous avons déchargés successivement ces contraintes ; ces étapes sont similaires à l'essai qui a été réalisé au laboratoire. Toutes les étapes de calcul ont été montrées dans le tableau 5.6 ci-dessous.

Tableau 5.6 Les étapes de calcul numérique par Plaxis pour les essais œdométrique à chargement par palier(MC)

	Etape	Type de calcul	Contrainte effective (KPa)
chargement	1	Plastique	0.20838
	2	Plastique	50.21
	3	consolidation	50.21
	4	Plastique	100.21
	5	consolidation	100.21
	6	Plastique	200.21
	7	consolidation	200.21
	8	Plastique	400.21
	9	consolidation	400.21
déchargement	10	Plastique	200.21
	11	consolidation	200.21
	12	Plastique	111.53
	13	consolidation	111.53
	14	Plastique	99.03
	15	consolidation	99.03

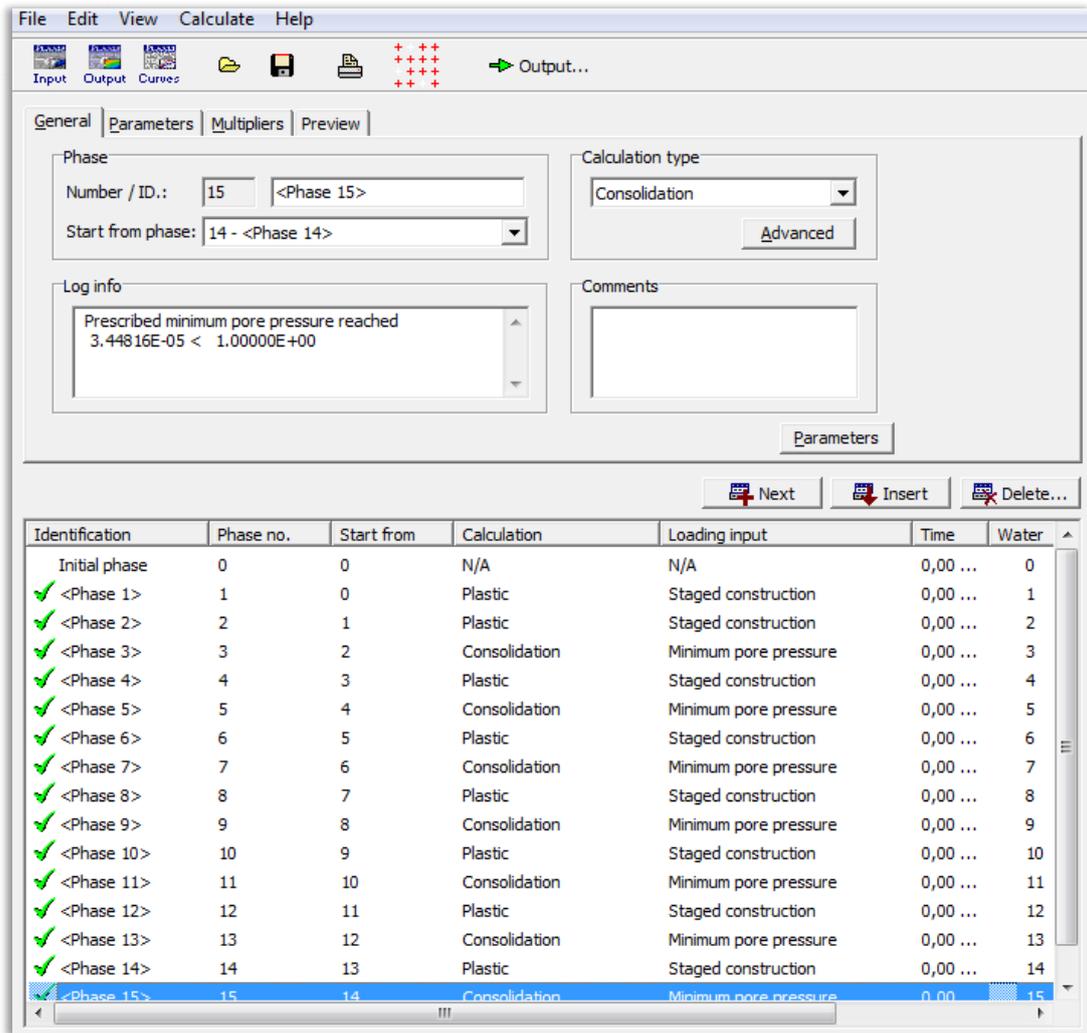


Figure 5.33 Les étapes du calcul numérique sur l'écran du logiciel Plaxis Calculate

5.3.5.6. Les courbes

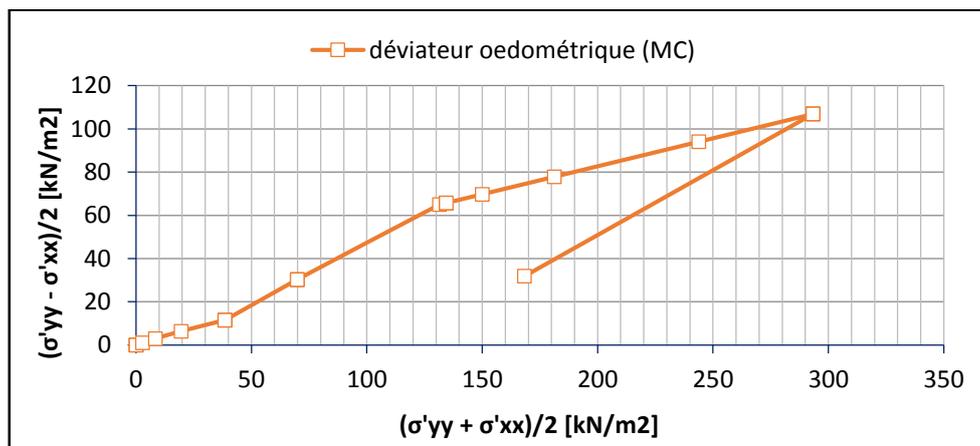


Figure 5.34 variation du déviateur de contrainte au cours de l'essai œdométrique en utilisant le modèle de comportement Mohr coulomb

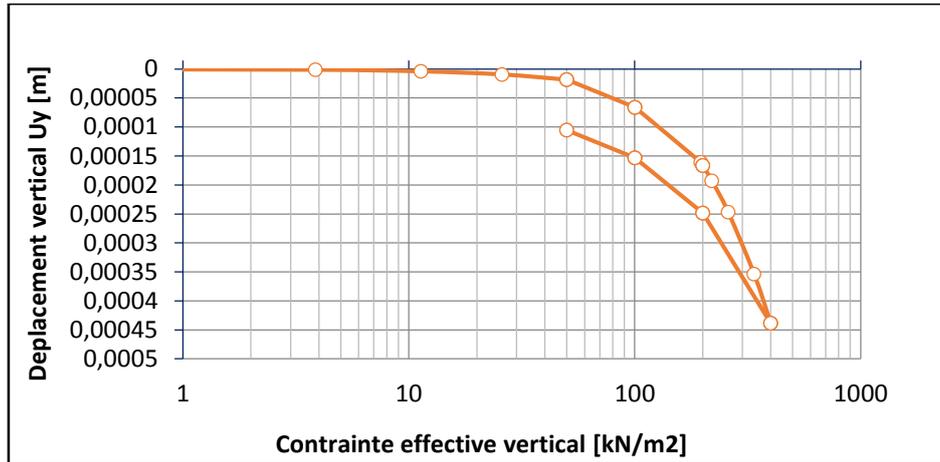


Figure 5.35 Courbe Contrainte-déplacement d'essai œdométrique (MC)

5.3.6. Modélisation numérique de l'essai œdométrique en utilisant le modèle de comportement HSM

5.3.6.1. Génération du maillage

Le modèle géométrique comporte des éléments triangulaires à 15 nœuds. Le nombre d'éléments est de 112 éléments et le nombre des nœuds est de 961 nœuds et les points de contraintes 1344

General	
Model :	Plane strain
Elements :	15-Noded
Mesh	
Number of elements :	112
Number of nodes :	961
Number of stress points :	1344
Average element size:	$3,27 \cdot 10^{-3}$ m

Figure 5.36 information générale sur le maillage du modèle

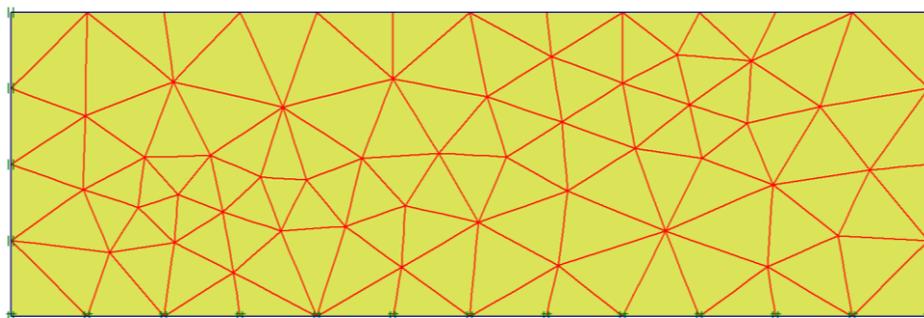


Figure 5.37 Maillage et conditions aux limites du modèle

5.3.6.2. Conditions initiales

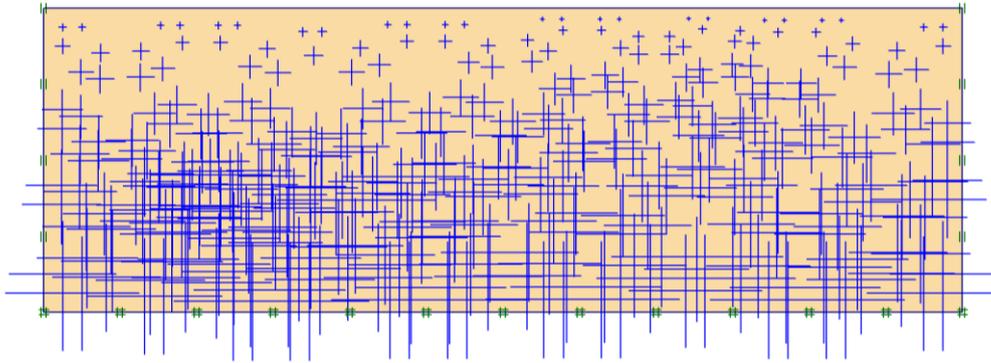


Figure 5.38 génération des pressions interstitielles ($198.46 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}^2$)

5.3.6.3. Contraintes initiales

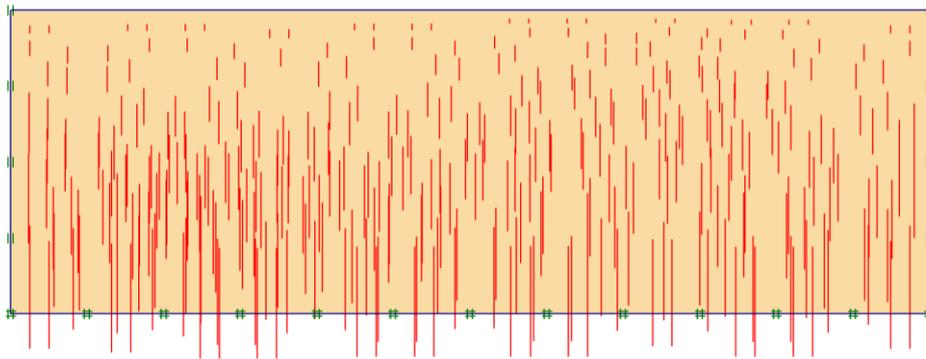


Figure 5.39 génération des contraintes effectives initiales ($186.55 \cdot 10^{-3} \text{ kN/m}^2$)

5.3.6.4. Les phases du calcul numérique

Des essais œdométrique à chargement par palier seront modélisées par le logiciel Plaxis, avec l'utilisation de lois de comportement de Mohr coulomb, les conditions aux limites hydrauliques imposées que nous avons déjà présentés aux paragraphes précédents, sur échantillon de fait en conditions drainés sous une série de contrainte effective verticale, chacune étant le double de celle d'avant et pour des paliers de 24 heures pour laisser la dissipation de la pression interstitielle, ensuite on procède aux déchargement successivement; ces étapes sont similaire à l'essai qui a été réalisé au laboratoire. Toutes les étapes de calcul ont été montrées dans le tableau 5.7 ci-dessous.

Tableau 5.7 Les étapes de calcul numérique par Plaxis pour les essais œdométrique à chargement par palier(HSM).

	Etape	Type de calcul	Contrainte effective (KPa)
chargement	1	Plastique	0.18655
	2	Plastique	50.24
	3	consolidation	50.19
	4	Plastique	100.18
	5	consolidation	100.18
	6	Plastique	200.32
	7	consolidation	200.20
	8	Plastique	400.29
	9	consolidation	400.21
déchargement	10	Plastique	247.83
	11	consolidation	247.83
	12	Plastique	182.84
	13	consolidation	182.84
	14	Plastique	127.59
	15	consolidation	127.59

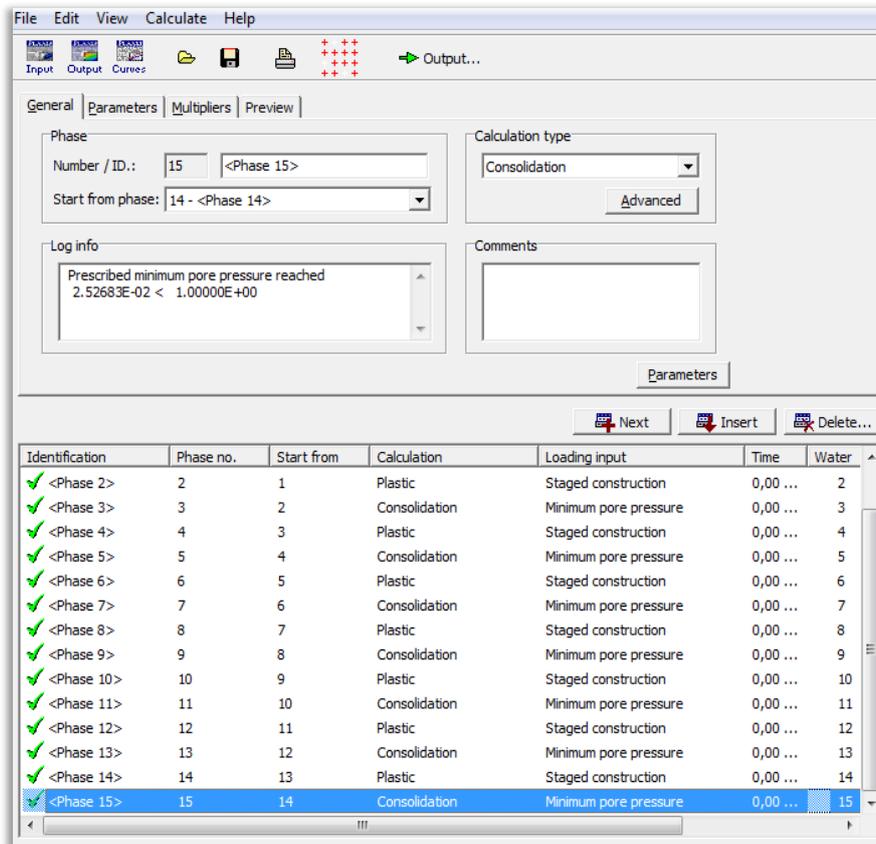


Figure 5.40 Les étapes du calcul numérique sur l'écran du logiciel Plaxis Calculate

5.3.6.5. Les courbes

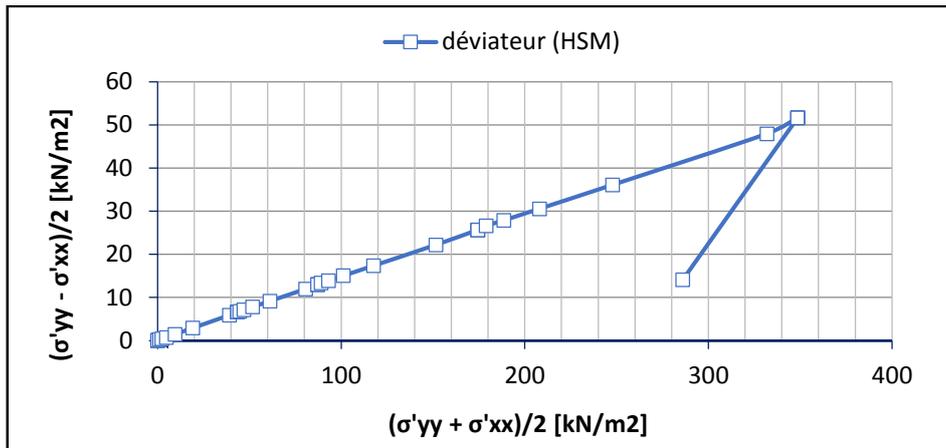


Figure 5.41 Variation de déviateur de contrainte au cours de l'essai œdométrique en utilisant le modèle de comportement HSM

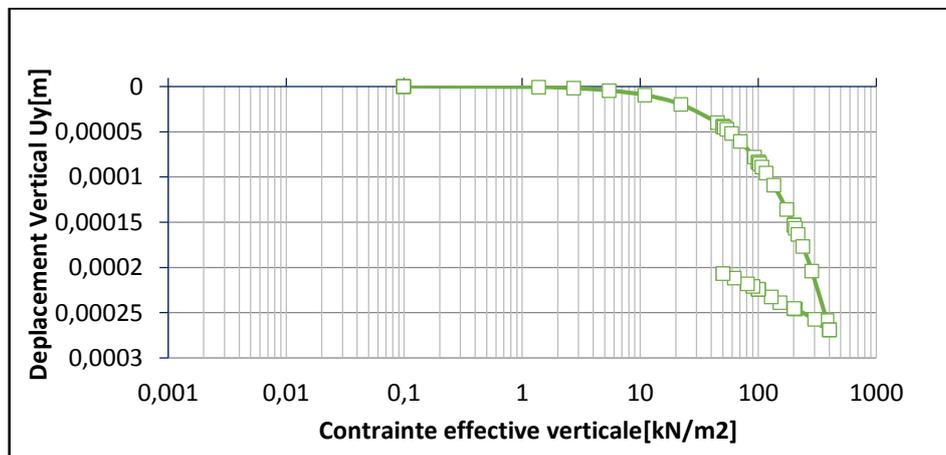


Figure 5.42 Courbe Contrainte-déplacement d'essai œdométrique (HSM)

5.4. Comparaison des résultats de l'analyse numérique

5.4.1. Essai de cisaillement direct

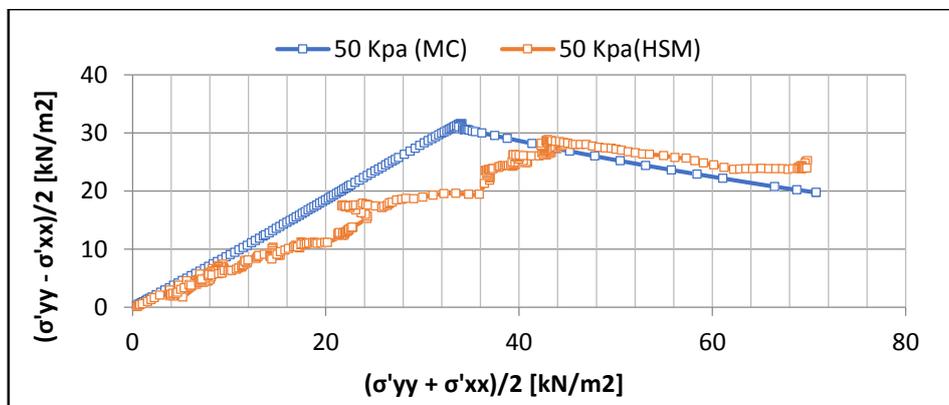


Figure 5.43 Variation des déviateurs de contraintes (MC) et (HSM) sous une charge verticale 50 [KPa]

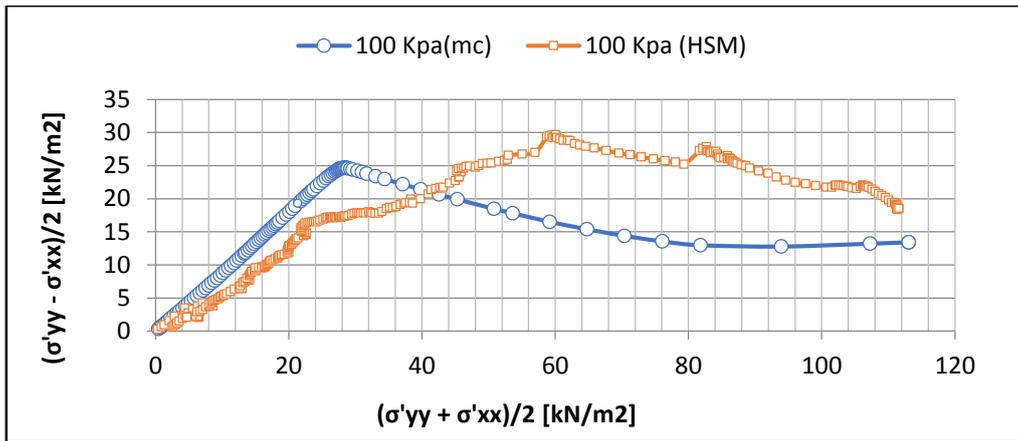


Figure 5.44 Variation des déviateurs de contraintes (MC) et (HSM) sous une charge verticale 100 [KPa]

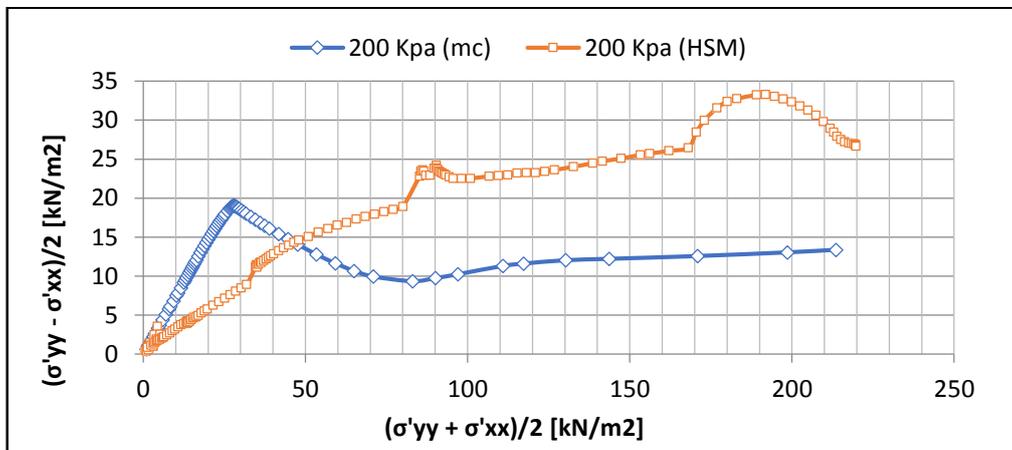


Figure 5.45 Variation des déviateurs de contraintes (MC) et (HSM) sous une charge verticale 200 [KPa]

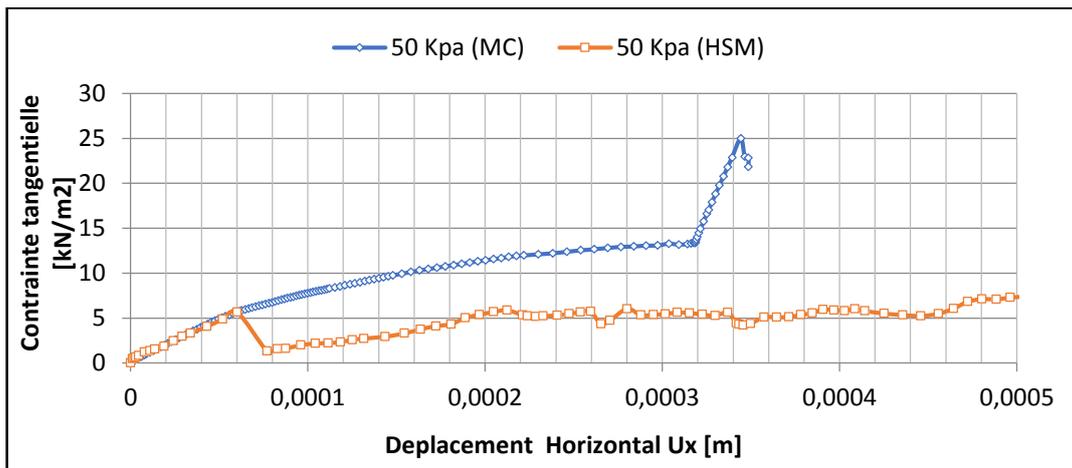


Figure 5.46 Variation des contraintes de cisaillement en fonction des déplacements sous une charge 50 [KPa]

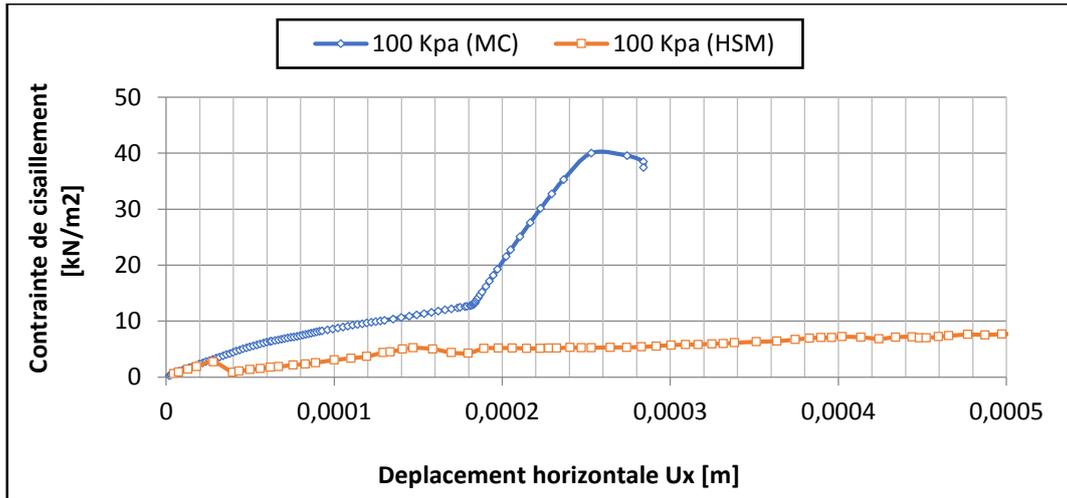


Figure 5.47 Variations des contraintes de cisaillements en fonction de déplacement sous une charge verticale 100 [KPa]

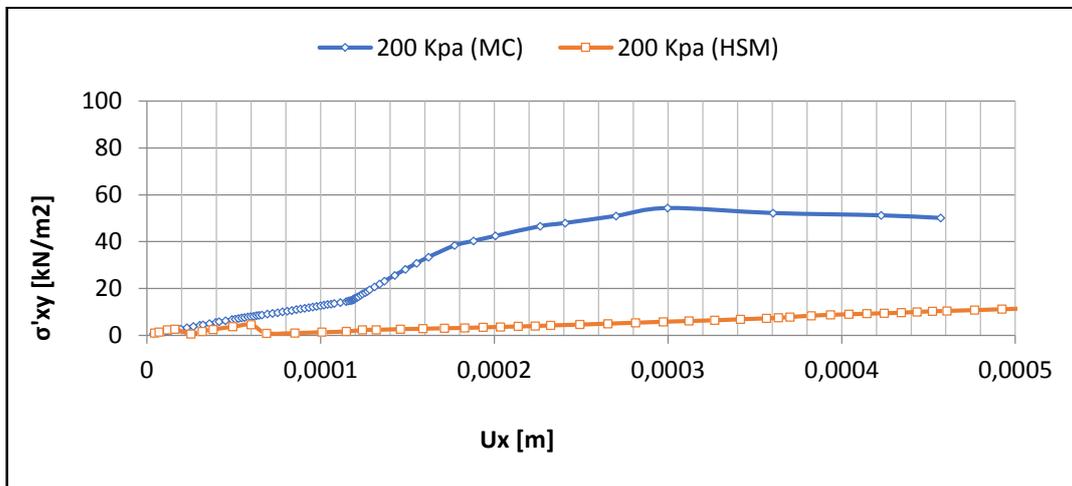


Figure 5.48 Variations des contraintes de cisaillements en fonction de déplacement sous une charge verticale 200 [KPa]

5.4.2. Essai œdométrique :

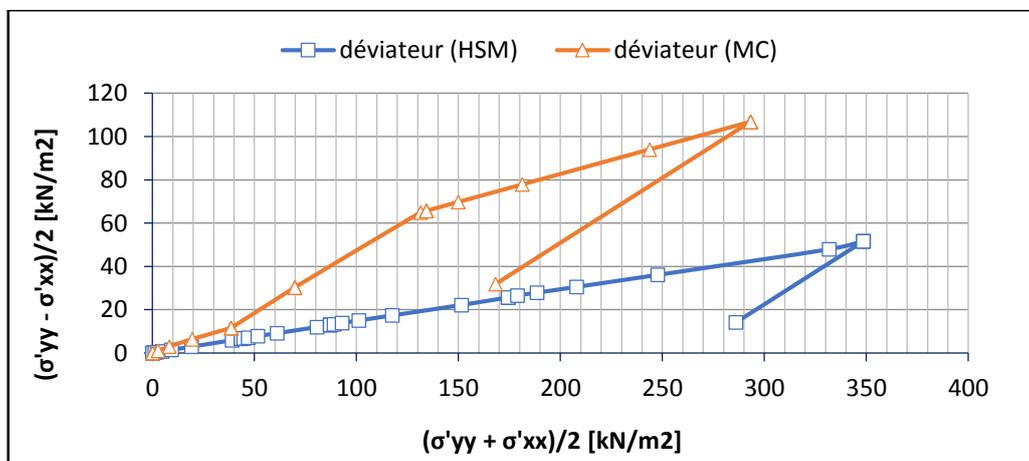


Figure 5.49 comparaison des déviateurs de contrainte (MC) et (HSM)

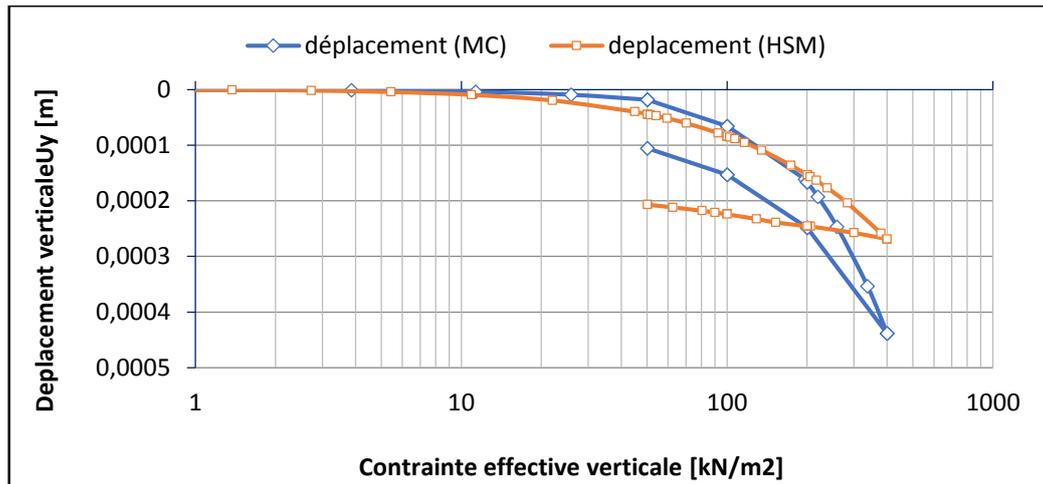


Figure 5.50 comparaison de contrainte-déplacement (MC) et (HSM)

5.5. Conclusion

- La méthode des éléments finis est de plus en plus employée pour l'analyse des structures géotechniques. Dans cette méthode, le comportement du sol est modélisé par un modèle constitutif. La réponse de ce modèle aux diverses sollicitations mécaniques dépend des valeurs attribuées à ses paramètres. Ces paramètres sont généralement déterminés à partir d'un nombre limité d'essais en laboratoire. Cependant, à ce jour, la majorité des essais géotechniques in situ ne permettent pas d'identifier directement les paramètres constitutifs des couches de sol. De plus, les essais de laboratoire sont coûteux et ne reflètent pas toujours fidèlement les caractéristiques du massif de sol dans son ensemble
- La fiabilité des calculs par éléments finis dans le dimensionnement des ouvrages est compromise par une connaissance insuffisante des propriétés mécaniques des sols. Cette lacune pose un défi majeur : l'ajustement précis des paramètres géotechniques via la modélisation numérique d'essais de sol. Cet ajustement est crucial pour établir une corrélation fiable entre les paramètres et le comportement réel des sols.
- Les preuves expérimentales indiquent que la déformation plastique dans les sols commence dès les premières étapes de la charge. Pour capturer ce comportement dans un modèle constitutif, les modèles élasto-plastiques parfaits classiques ne sont pas adéquats. Il faut des modèles constitutifs qui utilisent une loi de durcissement après le début de la plasticité.

**CONCLUSION GENERALE
ET
PERSPECTIVES**

Conclusion générale & perspectives

Pour conclure cette étude il est essentiel de synthétiser les principaux résultats et les contributions majeures apportées dans les différents axes abordés. Ce mémoire a porté sur une étude approfondie de la gestion de la sédimentation des barrages, en prenant comme cas d'étude le barrage de Safsaf el Ouessa. L'objectif principal était de caractériser les sédiments extraits du dragage, d'évaluer leur comportement mécanique et de modéliser leurs propriétés pour une meilleure gestion et utilisation future.

- Gestion de la sédimentation des barrages : La sédimentation représente un défi majeur pour la durabilité des barrages. Ce mémoire a souligné l'importance de méthodes efficaces de gestion des sédiments pour prolonger la durée de vie des infrastructures hydrauliques. La valorisation des sédiments dragués apparaît comme une solution potentielle pour répondre à ce défi.
- Situation géographique et caractéristiques générales du barrage de Safsaf el ouessa : Le barrage, situé dans une région stratégique pour l'irrigation et l'approvisionnement en eau, est soumis à une accumulation significative de sédiments. Une analyse détaillée des caractéristiques géographiques et hydrologiques du site a été effectuée, fournissant un contexte essentiel pour les essais expérimentaux.
- Essais de Caractérisation des Sédiments : Des essais exhaustifs ont été réalisés pour déterminer les propriétés physiques, chimiques et granulométriques des sédiments du barrage. Les résultats ont révélé des variations importantes dans la composition des sédiments, influençant leur comportement mécanique et leur potentiel de réutilisation.
- Essais de Comportement Mécanique : Les tests de laboratoire ont permis d'évaluer la résistance, la compressibilité et de cisaillement. Ces essais ont montré que les sédiments du barrage de Safsaf el Ouessa possèdent des caractéristiques mécaniques variées, ce qui nécessite une approche spécifique pour leur valorisation et utilisation.
- Étude Numérique : La modélisation numérique a été utilisée pour simuler le comportement des sédiments sous différentes conditions de charge et de confinement. Les résultats de la modélisation ont confirmé les données

expérimentales, offrant une meilleure compréhension des mécanismes sous-jacents et des prévisions précises pour la gestion future des sédiments.

Perspectives

Cette recherche a apporté plusieurs contributions significatives :

- Une méthodologie intégrée pour la caractérisation et la modélisation des sédiments dragués.
- Des recommandations pratiques pour la gestion durable des sédiments dans les barrages.
- Une base de données exhaustive sur les propriétés des sédiments du barrage de Safsaf el Ouessra, utile pour des études futures et la planification de projets d'infrastructure.

Pour l'avenir, il serait bénéfique d'explorer davantage les techniques de valorisation des sédiments, notamment dans le domaine de la construction et de la réhabilitation des sols. De plus, la mise en place de programme de surveillance continue des sédiments et l'application des modèles numériques développés pourront optimiser la gestion des ressources en eau et la durabilité des barrages.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Andi, m. (2013). Contribution à l'étude du climat de la ville de Tebessa (Algérie). Thèse de doctorat, université Mentouri-Constantine, Constantine, Algérie.
- Aouati Youssef Rahim Mohamed Raouf modélisation des essais géotechniques par le logiciel Plaxis septembre 2015, mémoire de master, l'université de Guelma.
- Atterberg, 1911 uber die physikalische bodenuntersuchung und über die plastizitat der fone. International mitteilungen für bodenkunde, vol.1.
- badraoui, a. & hajji, a. (2001). Envasement des retenues de barrages. La houille blanche, n°6-7 (octobre 2001), pp. 72-75.
- Barylenger, n. L., & Perrin, j. (1979). Application of a three-parameter gamma distribution to the description of raindrop size distributions. Journal of the atmospheric sciences, 36(7), 1263-1275.
- Belaada kamel et Mosbah Aissam caractérisation du sédiment de dragage du barrage d'Ouldjet Mellegue 2021, mémoire de master, université Larbi Tébéssi–Tebessa.
- Benasla, m., Benamara, l., & Hadjel, m. Journal of materials and environmental science 2015 pp 546-558.
- Bouhemame Nesrine Etude expérimentale du comportement des sédiments de barrage traités avec du ciment et métakaolin 2021, mémoire de master, l'université 8 mai 1945 de Guelma.
- Boukemmoum Nour El Houda et Nouaouria Abdessalam valorisation des sédiments de barrages cas du barrage d'Ain Dalia (Souk-Ahras) 2019, mémoire de master, l'université 8 mai 1945 de Guelma.
- Boulvain, j. & claude, n. (2017). Le transport des sédiments en rivières : une approche holistique. Presses universitaires de louvain.
- Daas Asma et Fari Nesrine modélisation numérique d'essai triaxial monotone d'un sol cohérent. 2022, mémoire de master, université Larbi Tébéssi –Tebessa.

- Dehoum makhlof et mazouz anis traitement des sédiments de dragage du barrage k'sob en vue de leur valorisation en techniques routières 2020, mémoire de master, Université Mohamed Boudiaf de m'sila.
- Direction de l'hydraulique de la wilaya de Tebessa (dht). 2021. document administrative.
- El hadj Ali Nassima et Dahmani Imane analyse géotechnique de sédiments dragués des retenues 2020, mémoire de master, Université Aboubakar Belkaid Tlemcen.
- Google earth, 2024.
- Kabir m., dutta d., hironaka s., process-based distributed modeling approach for analysis of sediment dynamics in a river basin.2011. Journal international hydrology and earth system sciences (Hess), pp 1308-1321.
- Kabir, me, et al. (2011). Identification of biologically active fragments from yeast killer toxin hm 1 and its anti-idiotypic antibody using anti-idiotypic network theory. Fungal genetics and biology, 48(12), 1174-1183.
- Kadik, I. A. (1984). Contribution à l'étude phyto-écologique des formations à pinus halepensis mill. Dans les sénalba chergui et gharbi (atlas saharien). Thèse de doctorat, université des sciences et de la technologie houari Boumediene, Alger, Algérie.
- Mohamed Kenaza et Dhiaeddine gabbabi inventaire floristique du barrage de Safsaf el Ouesra région de Tebessa 2021, mémoire de master, université Larbi Tebessi– Tebessa.
- Oumrani, n. (2009). L'envasement des retenues d'eau : modélisation et gestion. Thèse de doctorat, université paris-est, France.
- Ramade, f. (2002).dictionnaire encyclopédique d'écologie et de science de l'environnement ; 2emeédition dunod .1100p.
- Rampon a. (1990). — érosion hydrique et sédimentation dans les barrages, informations techniques de cemagref, juin, n° 78, note 6.
- Remini Boualem & Hallouche Wassila (2004) la sédimentation dans les barrages algériens, la houille blanche.
- Remini. W, Remini. B, juin 2003 « la sédimentation dans les barrages de l'Afrique du nord ». Larhyss journal, issn 1112-3680, n° 02, pp. 45-54.

- Réseau eau de France nature environnement (rne).(2006). Barrages à modification morphologique des cours d'eau, pp 1- 23.
- Skempton, a. W. (1984). The classification of fine-grained soils for engineering purposes. Géotechnique, 34(3).
- Soufi, b. (2016). Evolution du niveau d'eau dans la retenue du barrage Safsaf (n.e algérien) et son impact sur la stabilité de l'ouvrage. Mémoire master. univ Tebessa. géosciences. 102p.
- Wentworth, c. K. (1922). A scale of grade and class terms for clastic sediments. The journal of geology, 30(5), 377-392.