



UNIVERSITE MOHAMED BOUDIF- M'SILA

Faculté De Technologie
Département de Génie Civil

MEMOIRE de fin d'étude
Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

Filière : Génie Civil
Option : Géotechnique

Présenté en Juin 2018 par :

REZGUI Mohammed Amine

DAOUD Mohammed

Thème :

**Caractérisation d'une argile expansive
reconstituée à forte énergie de compactage**

Soutenu publiquement le : 18/06/2018 devant le jury composé de :

M^r.Mahamedi Abdelkrim M.C.B

Université de M'sila

Président

M^r.Mekki lakhdar M.A.A

Université de M'sila

Rapporteur

M^r.TALLEH Naoui M.A.A

Université de M'sila

Examineur

M^r.OUZENDJA Djamel M.A.A

Université de M'sila

Examineur

Promotion : 2017/2018

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

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, Mes frères et sœurs.

Ma grand-mère.

Zako, Zaki Merhitcho, Ali Nougua, Moh bariguo, Ishak Rojla et tous mes amis.

Mon copain Daoud, qui a partagé avec moi les bons et les mauvais moments durant mes études.

Tous les étudiants de ma promotion et à tous les personnes que j'aime.

Rezgui M^{ed} Amine

Je dédie ce mémoire à :

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, Mes frères et sœurs.,

Mes amis.

Mon copain Rezgui, qui a partagé avec moi les bons et les mauvais moments durant mes études.durant mes études.

Daoud Mohamed

Remerciements

Nous adressons nos plus vifs remerciements vont à mon Allah le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté pour effectuer ce travail.

Ils ne m'auraient été possible, à nous seul, d'achever le présent travail sans l'assistance, l'appui et le suivi minutieux de nos enseignants et encadreurs Messieurs KHEMISSA Mohamed et MEKKI Lakhdar, Qu'ils trouvent ici nos sincères remerciements.

Nous tenons également à remercier chaleureusement Monsieur CHAKI Malek, Directeur du Laboratoire Central des Travaux Publics (L.C.T.P) antenne de M'sila, ainsi que l'ensemble du personnel de laboratoire pour leurs aide.

Nos sincères remerciements vont au président et aux membres du jury de soutenance qui nous a fait l'honneur d'examiner ce travail.

Nous tenons également à remercier tous les technicien du laboratoire de génie civil, pour leurs disponibilités dès le début de nos essais, ainsi que l'ensemble du personnel du département de génie civil de l'université de M'sila.

Nous voudrions aussi adresser nos sincères remerciements à tous les enseignants du département de Génie Civil, ainsi qu'à toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin à notre formation.

ملخص

هذا العمل يندرج في إطار دراسة سلوك التربة الدقيقة المترابطة وفق طاقة ضغط عالية، وتحليل نتائج سلسلة من اختبارات تحديد الهوية والتوصيف التي أجريت على طين طبيعي مكلف تم اخذه من بلدية سيدي هجرس (ولاية مسيلة، الجزائر). أجريت دراسة ببيوغرافية وأبرزت مدى تعقيد ظاهرة الانكماش-التورم في التربة الطينية. فقد تمثل مكمل التخصيص هذا بشكل خاص من إجراء اختبارات تحديد الهوية، رفع، الانضغاطية، التورم والقص المباشر إلى صندوق كازاغرنند تظهر نتائج الاختبارات التي تم الحصول عليها أن قيم المعلمات الجيوتقنية المستنتجة من هذه الاختبارات متطابقة وتؤكد الطبيعة المتضخمة للتربة المدروسة.

كلمات البحث: الطين توسعية، تحمل، ادوميت، انتفاخ، الانضغاط، القص .

Résumé

Le présent travail s'inscrit dans le cadre de l'étude du comportement des sols fins compactés a forte énergie de compactage et d'analysé les résultats d'une série d'essais d'identification et de caractérisation exécutés sur une argile expansives naturelle prélevée dans la commune de Sidi-Hadjrès (wilaya de M'sila, Algérie). Une étude bibliographique a été menée et a mis en évidence la complexité de phénomènes de retrait-gonflement des sols argileux. Ce complément de caractérisation consistait notamment à réaliser des essais d'identification, portances, compressibilité, gonflement et de cisaillement direct à la boîte de Casagrande. Les résultats d'essais obtenus montrent que les valeurs des paramètres géotechniques déduits des ces essais sont concordantes et confirment le caractère très gonflant des sols étudiés.

MOTS-CLÉS : argile expansive, portance, œdomètre, gonflement, compressibilité, cisaillement.

Abstract

The present work is part of the study of the behavior of compacted high-density soils with high compaction energy and analyzed the results of a series of identification and characterization tests carried out on a natural expansive clay removed. in the commune of Sidi-Hadjrès (wilaya of M'sila, Algeria) A bibliographic study was conducted and highlighted the complexity of shrinkage-swelling phenomena of clay soils This additional characterization consisted in particular to carry out tests of identification, lift, compressibility, swelling and direct shear to the Casagrande box. The results of tests obtained show that the values of the geotechnical parameters deduced from these tests are concordant and confirm the very swelling nature of the soils studied

Key Word : expansive clay, bearing, odometer, swelling, compressibility, shear.

SOMMAIRE

Liste des notations	
Liste des tableaux	
Liste des figures	
Liste des photos	
Introduction générale	1

Chapitre I

Synthèse bibliographique

I.1 : Introduction :	3
I.2 : Les argiles :	4
I.2.1 : Définition :	4
I.2.2 : Structure des argiles :	4
I.2.3 Principaux groupes de minéraux argileux :	5
I.2.3.1. La Kaolinite :	5
I.2.3.2. Les illites :	5
I.2.3.3. La Montmorillonite (smectites) :	6
I.2.4 : Texture des argiles :	7
I.3 : Mécanismes de gonflement des argiles :	8
I.3-1: Evolution de la texture au cours du gonflement :	9
I. 4 : Identification des sols gonflants :	10
I.4.1 : Définition des paramètres de gonflement :	10
I.4.1.1 : La pression de gonflement (σ_g) :	11
I.4.1.2 : Le potentiel de gonflement (ε_g) :	11
I.4.1.3 : L'indice de gonflement (C_g) :	11
I.4.2: Méthodes d'identification :	11
I.4.2.1: Méthodes indirectes d'identification :	11
I. 4.2.2:Méthodes directes d'identification :	14
a) Méthode de gonflement libre :	15
b) Méthode de gonflement sous charges constantes :	16
c) Essai à volume constant :	16
I. 4.2.3: Comparaison des différentes méthodes	17
I. 5. Effet du temps sur le comportement des argiles	18
CONCLUSIONS	19

Chapitre II

Programme expérimental et procédures d'essais

II.1 Introduction :	21
II.1.1 Localisation du site :	21
II.2. Programme d'essai:	23
II.2.1 : Essais d'identification :	23
II.2.1.1 : Analyse granulométrique :	23
A). Analyse granulométrique par tamisage (NF P 94-041) :	23
B). Analyse granulométrique par sédimentométrie : (NF P 94-057) :	24
II.2.1.2 : Limites d'Atterberg (NF P 94-051) :	24
II.2.1.3 : Essai au bleu de méthylène (l'essai à la tâche) (NF P 94-068) :	25
II.2.2 : Essais mécaniques :	26
II.2.2.1 : Essai de portance C.B.R (NF P 94-078):	26
A) Essai C.B.R immédiat :	26
B) Essai C.B.R après imbibition :	27
II.2.2.2 : Essais de compressibilité et de consolidation Œdométrique.....	28
A) Appareillage.....	29
B) Préparation de des éprouvettes et exécution des essais :	29
C) Interprétation des résultats d'essai :	29
II-2-2-3 : Essai de gonflement a l'Œdomètre	32
II-2-2-4 : Essai de cisaillement direct à la boîte de casagrande(NF P 94-071-1) :	33
A) Appareillage.....	34
B) Préparation de des éprouvettes et exécution des essais :	34
C) Les types des cisaillements Interprétation des résultats d'essai :	35

Chapitre III

Présentation et analyse des résultats d'essais

III.1 : Introduction :	37
III-Résultats Des Essais :	37

III-2 les essais d'identification :	37
III-2-1- Analyse granulométrique :	37
III-2-1- a-Analyse granulométrique par tamisage :	37
III-2-1- b-Analyse granulométrique par sédimentométrie :	39
III-2-2 Limites d'Atterberg :	42
III-2-3 Essai au bleu de méthylène :	45
III-3- Les essais mécaniques :	45
III-3-1-Essai Proctor modifié :	45
III-3-2-Essai C.B.R immédiat et après imbibition :	46
a-C.B.R immédiat :	46
b- Essai C .B.R après imbibition :	49
III-3-3 Essais de gonflement à l'œdomètre :	53
III-3-4 Essais de compressibilité œdométriques :	56
III-3-5 Essai de cisaillement direct :	62
III-3-6 Essai de compression :	66
III-4 DISCUSSION DES RESULTATS D'ESSAIS :	67
III-4-1 Caractéristiques d'identification :	67
III.4.2 Caractéristiques mécanique :	70
III-5 CONCLUSIONS :	72
CONCLUSION GENERALE	73
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	74

Liste des notations

- σ_g : La pression de gonflement
- ΔH : Gonflement total
- A_c : activité de la fraction argileuse.
- C : cohésion.
- e : indice des vides
- e_0 : indice des vides initial
- S.S.T**: surface spécifique.
- VBS**: valeur du bleu de méthylène.
- W**: teneur en eau
- WL** : limite de liquidité.
- WP** : limite de plasticité.
- IP** : indice de plasticité.
- C.B.R.**: California Bearing Ratio.
- IPI**: l'indice de portance immédiat(%).
- ICBR** : l'indice de portance imbibé (%).
- CV** : coefficient de consolidation
- Cc** : l'indice de compression(%).
- Cg** : l'indice de gonflement (%).
- σ'_p : la pression de préconsolidation (KN).
- γ_d : densité sèche
- γ_h : densité humide
- γ_w : Poids volumique de l'eau
- ε : déformation.
- σ' : contrainte normale effective
- σ' : contrainte normale total
- τ : résistance au cisaillement.
- ϕ : angle de frottement.

Liste des tableaux

Tableau I.1: Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité (Seed et al., 1962). [17].....	11
Tableau I.2 : Potentiel de gonflement d'après le Building Research Establishment BRE (1980). [.....]	12
Tableau I.3 : Potentiel de gonflement (Chen, 1998). [6]	12
Tableau I.4 : Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume (Bigot et Zerhouni, 2000). [3].....	12
Tableau I.5 : Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ϵ_g) et de la pression de gonflement (σ_g)	14
Tableau III.1 : Granulométrie par tamisage d'essai 01.	37
Tableau III.2 : Granulométrie par tamisage de l'essai 02.....	38
Tableau III.3 : Granulométrie par tamisage de l'essai 03.....	38
Tableau III.4 : Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique par tamisage.	38
Tableau III.5 : Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°1.	39
Tableau III.6: Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°2.	39
Tableau III.7: Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°3.	40
Tableau III.8 : La moyenne des trois essais de sédimentométrie.	40
Tableau III.9 : Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie).	41
Tableau III.10- La valeur de plasticité d'essai N°1	43
Tableau III.11- la valeur de plasticité d'essai N°2.....	43
Tableau III.12- la valeur de limite de plasticité d'essai N°3.....	44
Tableau III.13- la valeur de limite de plasticité d'essai N°4.....	44
Tableau III.14 : Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg.	44
Tableau III.15 : Résultats des paramètres tirés de l'essai au bleu à la tache.	45
Tableau III.16- Caractéristiques d'identification du sol témoin étudié.	45
Tableau III.17 : Résultats de l'essai C.B.R immédiat N° (1+2+3).	46
Tableau III.18 : Récapitulatif des résultats des essais C.B.R immédiat.	47
Tableau III.19 : Résultats de l'essai C.B.R imbibition N°(1+2+3).....	49
Tableau III.20: valeur de l'indice C.B.R. après imbibition.	50
Tableau III.21 valeur du gonflement linéaire $g(\%)$ après imbibition.	50
Tableau III.22 Résultat des essais de gonflement par la méthode du CEBTP.....	53
Tableau III.23 Valeurs de c_{as} et t_{100} déterminées par la méthode du CEBTP.	53
Tableau III.24 Résultats des essais de compressibilité œdométriques.	57
Tableau III.25- Récapitulatif des résultats des essais cisaillement direct.	62
Tableau III.26- Récapitulatif des résultats des essais compression.	66

Liste des figures

Figure I.2.a : Présentation d'un tétraèdre et d'une couche tétraédrique. (D'après Grim., 1959). [8]	4
Figure I.2.b: Présentation d'un octaèdre et d'une couche octaédrique. (d'après Grim., 1959). .	5
Figure I.3 : Structure élémentaire du réseau cristallin de la kaolinite.	5
Figure I.4 : Structure élémentaire du réseau cristallin de l'illite	6
Figure I.5 : Structure élémentaire du réseau cristallin de la montmorillonite	6
Figure I.6:Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides Montes et al, (wakim j, 2005). [18]	7
Figure I.7: Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles (Mitchell, 1986). [14]	8
Figure I.8 : Schéma présentant les différentes origines du gonflement(Gens et Alonso, 1992). [8]	9
Figure I.9: Observation au MEB d'une texture argileuse (Troalen et al. 1984).....	9
Figure I.10: Evolution de texture des sols au cours du gonflement. (Bultel, 2001). [5]	10
Figure I.11: Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980). [19]....	13
Figure I.12: Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962).	13
Figure I.13: Essais de gonflement libre.	15
Figure I.14: Essais de gonflement en parallèle.....	16
Figure I.15: Essai de gonflement à volume constant.....	17
Figure II-1 -Image satellite prise le 24 aout 2011, (Source Google Earth).	22
Figure II.2 : Coupe schématique d'une cellule œdométrique conventionnelle à chargement par poids.	29
Figure II.3 Principe d'interprétation des courbes de compressibilité par les méthodes d'essais LPC (Magnan et al., 1985). [10].....	31
Figure II.4 Principe d'interprétation des courbes de consolidation par la méthode de Taylor(Magnan et al., 1985). [10]	32
Figure II.5 Principe d'interprétation des courbes de gonflement par la méthode du CEBTP. .	32
Figure II.6 : Courbes de gonflement.....	33
Figure III-1- Courbe d'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie).	42
Figure III-2- courbe et valeurs de limite de liquidité d'essai N°1.	42
Figure III-3- courbe et valeurs de limite liquidité d'essai N°2.....	43
Figure III-4- courbe et valeurs de limite de liquidité d'essai N°3.	43
Figure III-5- courbe et valeurs de limite de liquidité d'essai N°4.	44
Figure III-6- Courbes d'essais Proctor (Khemissa et al ; 2018).....	46
Figure III- 7- Courbe d'essai C.B.R immédiat N°1	47
Figure III- 8- Courbe d'essai C.B.R immédiat N°2.....	48

Figure III- 9- Courbe d'essai C.B.R immédiat N°3.....	48
Figure III- 10- Courbes des essais des C.B.R immédiat.....	49
Figure III- 11- Courbe d'essai de C.B.R imbibition N°1.	50
Figure III- 12- Courbe d'essai de C.B.R imbibition N°2.	51
Figure III- 13- Courbe d'essai de C.B.R imbibition N°3.	51
Figure III -14 Courbes des essais de C.B.R imbibition.....	52
Figure III -15- Courbes des essais des C.B.R imbibition.....	52
Figure III-16 Essai de gonflement N°1 (méthode du CEBTP).....	54
Figure III-17 Essai de gonflement N°1 $\Delta H/H_0$ on fonction de $\log t$ (méthode du CEBTP).....	54
Figure III-18 : Essai de gonflement N° 2 (méthode du CEBTP).	55
Figure III-19 : Essai de gonflement N° 2 $\Delta H/H_0$ on fonction de $\log t$ (méthode du CEBTP).	55
Figure III-20 Courbe de compressibilité (essai n° 1)	58
Figure III-21 Courbe de perméabilité.....	58
Figure III-22 Courbe de compressibilité (essai n° 2).	59
Figure III-23 Courbe de consolidation.	60
Figure III-24 Courbe de tassement en fonction du temps (\sqrt{t}) (essai n° 1).	60
Figure III-25 Courbe de tassement en fonction du temps (\sqrt{t}) (essai n° 2).	61
Figure III-26 Courbe de tassement en fonction du temps ($\log(\text{temps})$) (essai n° 1).	61
Figure III-27 Courbe de tassement en fonction du temps ($\log(\text{temps})$) (essai n° 2).	62
Figure III-28- courbe contrainte/déformation N°1.	63
Figure III-29- Courbe d'essai cisaillement direct essai 1.....	63
Figure III-30- courbe contrainte/déformation N°2.	64
Figure III-31- Courbe d'essai cisaillement direct essai 2.....	64
Figure III-32- courbe contrainte/déformation N°3.	65
Figure III-33- Courbe d'essai cisaillement direct essai 3.....	65
Figure III-34- Courbes des essais de compression	66
Figure III -35 - Courbes moyenne des essais des compression.....	67
Figure III-36: Courbes Dakshanamurphy et al. (1973) et Chen (1988).	68
Figure III-37: Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962). ..	68
Figure III-38: Classification du sol étudié (Building Research Establishment (1980)).	69
Figure III-39: Classification du sol étudié (Williams et Donaldson (1980)).....	69

LISTE DES PHOTOS

Photo II.1 : Analyse granulométrique par tamisage.....	24
Photo II.2 : Détermination de la limite de liquidité et de la plasticité.	25
Photo II.3 : Essai au bleu de méthylène.	26
Photo II.4 : Appareil de poinçonnement (essai CBR).....	27
Photo II.5 : Imbibition des échantillons (essai CBR).....	28
Photo II.6 : boîte de Casagrande.	33
Photo II.7 : appareille de cisaillement direct.....	35

Introduction générale

Le sol compacté est largement utilisé dans la construction des ouvrages en terre. La réalisation de grands ouvrages, comme les remblais routiers, requiert des volumes importants de matériaux. De ce fait, il est souvent nécessaire, pour réaliser un ouvrage d'une certaine ampleur, d'utiliser des matériaux d'origines différentes, présentant des caractéristiques mécaniques et des comportements différents. Les remblais en sols argileux ou marneux sont fréquemment exposés à des problèmes spécifiques liés au comportement particulier de ces matériaux. Ils sont souvent le siège de déformations irréversibles, ce qui présente un risque d'instabilité pour l'ouvrage (affaissements, fissures ou même rupture) et par conséquent pour l'utilisateur. Ces déformations sont liées aux plusieurs facteurs essentiellement aux cycles d'humidification et de séchage suivant les changements climatiques : séchage pendant la saison sèche et humidification pendant la saison humide.

En Algérie, les zones arides représentent près de 95% du territoire national dont 80% hyper arides (Halitim.1988). La wilaya de M'sila est située dans une zone à climat semi-aride, dont la géologie comporte des formations argileuses caractérisées par une forte variation de volume dès que les conditions de leur équilibre sont modifiées. Des désordres importants y apparaissent fréquemment dans les constructions légères (pavillons, bâtiments de faible hauteur, routes), édifiées notamment dans le triangle formé par les villes de M'sila, Boussaâda et Sidi Aissa

C'est pour cela qu'il fallait penser à caractériser cette argile après reconstitution à forte énergie de compactage, puisque le comportement des corps de remblai appartient à l'un des domaines les plus mal connus de l'ingénieur, la compréhension du comportement de ces sols constitue un élément majeur dans la conception et le dimensionnement des ouvrages en terre, notamment les remblais en sols compactés, et résoudre les problèmes qu'ils posent à l'ingénieur.

Le présent travail est structuré en trois chapitres :

- ❖ le premier chapitre présente une synthèse bibliographique consacrée à l'étude phénoménologique, analyse microscopique, analyse microscopique et les paramètres de gonflement.
- ❖ le deuxième chapitre présente le site de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila), puis le programme expérimental exécuté, puis décrit les procédures expérimentales suivies et les appareillages utilisés de la réalisation des essais.
- ❖ Le troisième chapitre présente les résultats des essais réalisés et interprète les différentes mesures réalisées.

Chapitre I

Synthèse bibliographique

Chapitre I Synthèse bibliographique

I.1 : Introduction :

Le terme d'argiles désigne non seulement une formation rocheuse et la matière première qui en résulte et dont les caractéristiques sont présentées ci-après, mais il définit aussi un domaine granulométrique comprenant des particules minérales, dont le diamètre des grains est inférieur à deux micromètres ($< 2 \mu\text{m}$).

En tant que matière première brute, l'argile est donc un mélange de minéraux argileux et d'impuretés cristallines sous forme de débris rocheux de composition infiniment diverse.

Certains sols argileux changent de volume en fonction de leur teneur en eau et peuvent, de ce fait, créer des désordres dans les ouvrages géotechniques. Le phénomène de gonflement dépend des caractéristiques minéralogiques du matériau argileux et de la nature de la solution d'hydratation. C'est pourquoi une description microscopique du phénomène est cruciale afin de bien comprendre le développement du gonflement.

Nous présentons dans ce chapitre une étude bibliographique sur la structure et minéralogie des argiles. Nous donnons en premier lieu une analyse détaillée de la structure des argiles depuis la définition et les principales familles des argiles jusqu'à les principales caractéristiques des minéraux argileux. Nous insistons sur le rôle très important du milieu dipolaire (eau) dans le comportement de ces matériaux par l'étude des interactions eau-argile. Nous exposons aussi dans ce chapitre le phénomène de retrait-gonflement, les mécanismes de gonflement des argiles.

I.2 : Les argiles :

I.2.1 : Définition :

Le mot est cependant plus récent ; il vient du grec « argilos » dérivé de « argos » qui veut dire blanc ou du latin argilla ; il semble que ce soit la couleur du matériau utilisé en céramique qui ait conduit les anciens à lui donner ce nom.

Les argiles sont des phyllosilicates hydratés formés par l'association de feuillets élémentaires qui s'accrochent entre eux pour former des éléments dénommés empilements par certains auteurs (push et al, 1999), ou cristallites par d'autres (Tessier & Grimaldi, 1993) l'espace entre deux feuillets est appelé espace inter foliaire. Ces cristallites se rassemblent par des dispositions face-face pour former une particule argileuse. Dans le cas des smectites calciques, les empilements de cristallites laissent des espaces libres au sein des particules, espaces qui jouent un rôle très important au cours de la dessiccation et de l'humidification. Le nombre de feuillets par particule est variable suivant le type d'argile considéré.

I.2.2 : Structure des argiles :

Les particules d'argile sont formées d'un empilement de feuillets qui sont constitués par l'association de deux unités structurales de base, ces feuillets sont formés par la juxtaposition des couches structurales tétraédriques (silice) (Figure I.2) et octaédriques (Alumine) (Figure I.3.). Les couches structurales sont à leur tour formées d'unités structurales de base par empilement d'ions ou d'hydroxyles en disposition hexagonale ou compacte

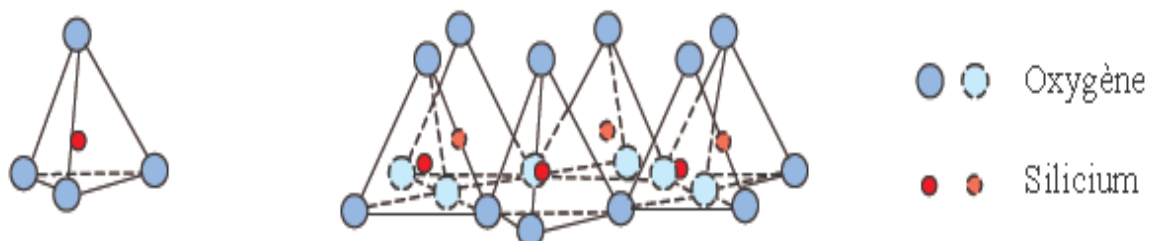


Figure I.2.a : Présentation d'un tétraèdre et d'une couche tétraédrique. (D'après Grim., 1959). [8]

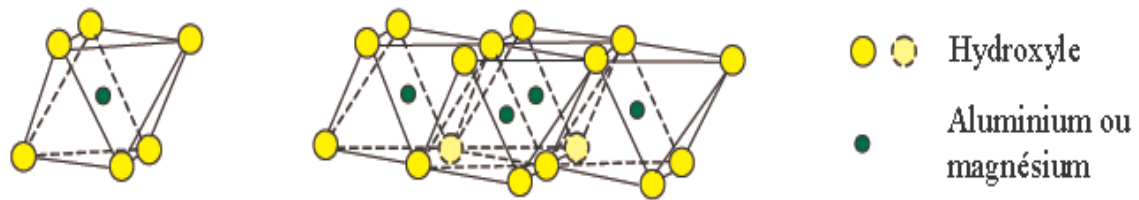


Figure I.2.b: Présentation d'un octaèdre et d'une couche octaédrique. (d'après Grim., 1959).

I.2.3 Principaux groupes de minéraux argileux :

Trois grands types d'argiles peuvent être identifiés :

I.2.3.1. La Kaolinite :

Il y a tout d'abord le groupe de la kaolinite dont le feuillet élémentaire comporte une couche tétraédrique et une couche octaédrique. Les liaisons entre les feuillets sont de type hydrogène et peuvent être qualifiées de liaisons fortes. Les argiles de cette famille sont dites argiles T-O.

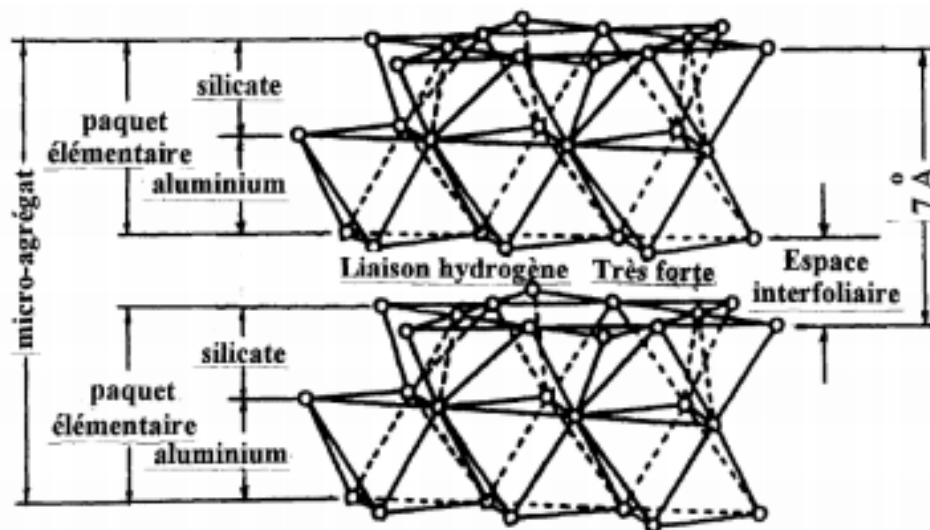


Figure I.3 : Structure élémentaire du réseau cristallin de la kaolinite.

I.2.3.2. Les illites :

Le deuxième grand groupe d'argile est celui des illites pour lequel les feuillets sont composés de trois couches : deux tétraédriques et une octaédrique. Les liaisons entre les feuillets se font par des ions potassium énergiquement fixes. Ces argiles sont appelées argiles T-O-T.

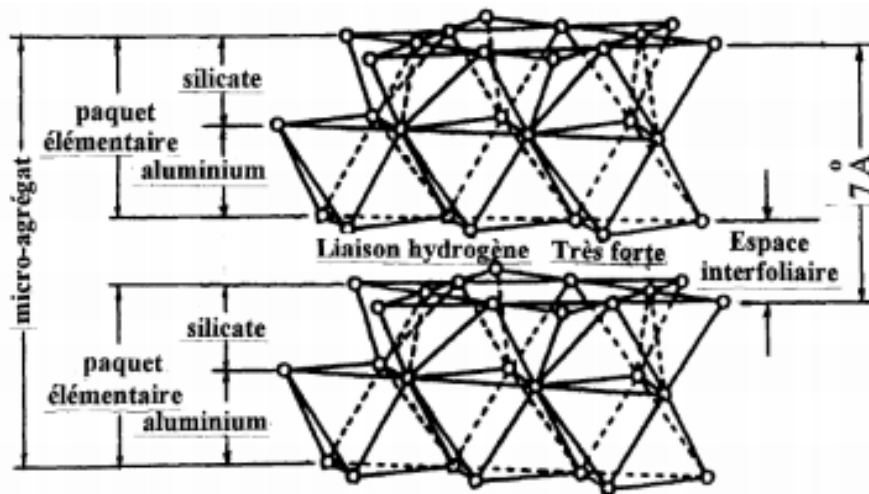


Figure I.4 : Structure élémentaire du réseau cristallin de l'illite .

I.2.3.3. La Montmorillonite (smectites) :

Le troisième groupe est celui des **smectites** sont également formes de feuillets à trois couches et sont donc aussi des argiles T-O-T (fig. I.5). Il n'existe pas de liaison hydrogène entre les feuillets élémentaires ni de cation interfoliaire capable de maintenir fortement les feuillets entre eux de plus les substitutions d'aluminium par du fer ou du magnésium au sein des octaèdres et tétraèdres sont assez fréquentes. La montmorillonite est une argile de famille des smectites comme la bentonite qui est aussi une roche issue de l'altération de cendres volcaniques (Foucault & Raoult, 1995) .

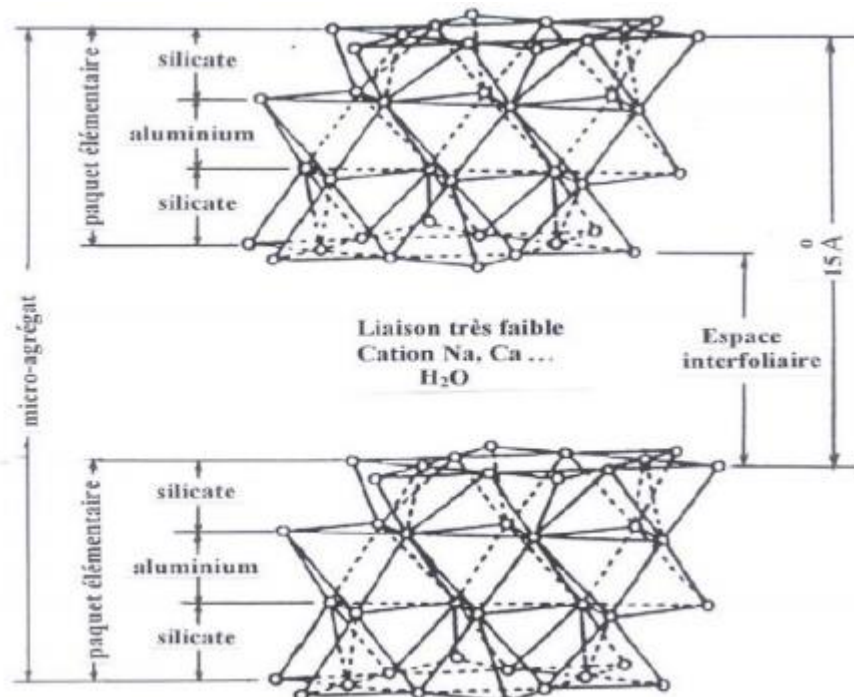


Figure I.5 : Structure élémentaire du réseau cristallin de la montmorillonite .

I.2.4 : Texture des argiles :

La texture des minéraux argileux dépend du mode de sédimentation et de l'état de consolidation. Une roche argileuse qui présente une organisation serrée et orientée des particules d'argiles n'a pas le même gonflement qu'un sol argileux dont la sédimentation a été rapide et récente et pour lequel la distance entre les plaquettes est maximale. Cette organisation des minéraux argileux est la principale cause du gonflement anisotrope (wakim j, 2005). Les matériaux argileux ne sont pas uniquement composés des argiles. Au sein de la fraction argileuse, plusieurs types de minéraux peuvent coexister. La texture des matériaux argileux se superpose donc aux organisations des autres minéraux non argileux. Cette hétérogénéité rend la structure et la texture extrêmement complexes, surtout lorsque les minéraux argileux sont cimentés par d'autres minéraux carbonatés. Les observations microscopiques effectuées par Montes et al, cité Par (wakim j, 2005) sur les argilites, subissant des cycles d'humidification dessiccation, confirment des fracturations le long des surfaces localisées à proximité des matériaux rigides non gonflants (Figure. 1.5). [18]

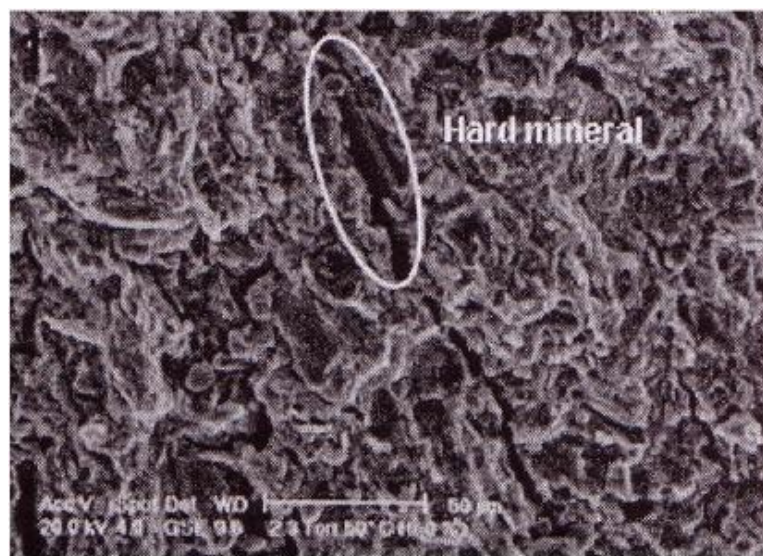


Figure I.6: Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides
Montes et al, (wakim j, 2005). [18]

L'évolution de la micro texture en fonction de l'hydratation peut être observée à l'aide du microscope électronique à balayage (M.E.B.) ou de la tomographie à rayons X (M. Gasc-Barbier, H. Freissmuth et X. Daupley) cité Par (wakim j, 2005). La figure I.6 présente des images de ces argiles prises au microscope électronique à balayage, les observations au microscope électronique à balayage permettant d'analyser l'évolution de la texture au cours du gonflement. Montrent que, pour la kaolinite, le gonflement est uniquement de type inter-

agrégats, au niveau des pores interstitiels alors que pour les smectites, le gonflement est de type intra-agrégats, c'est-à-dire entre les feuillets (Bultel Frédéric, 2001). [18] [5]

Ces observations microscopiques confirment une nouvelle organisation des feuillets argileux qui se manifeste par un écartement parallèle observable dans le cas des roches argileuses ou par un effet combiné d'un écartement et d'une rotation comme c'est le cas pour les sols argileux non indurés (Wakim J, 2005). Globalement, le pourcentage en minéraux gonflants, les carbonates, les minéraux non gonflants d'une part, et la nature de la consolidation d'autre part, présentent une influence notable sur le gonflement, le retrait et le changement des propriétés mécaniques. [18] [15]

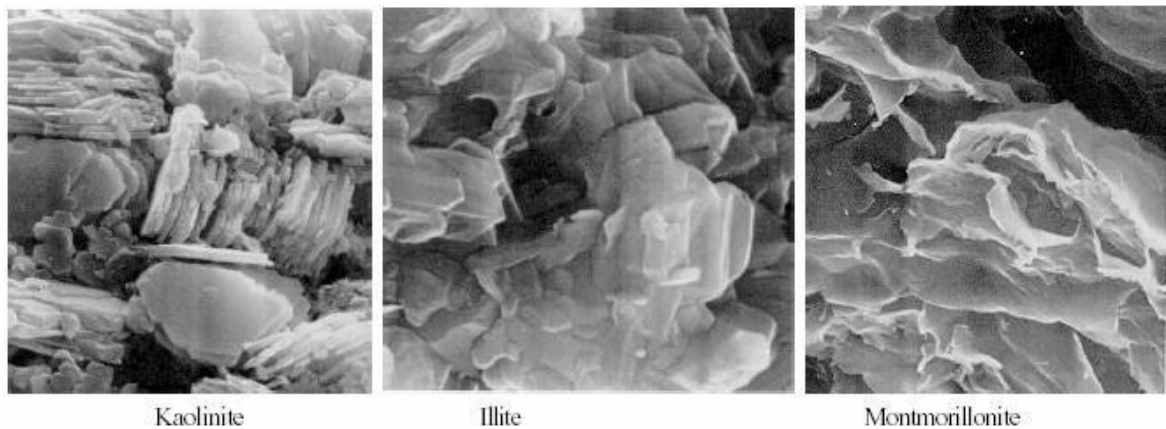


Figure I.7: Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles (Mitchell, 1986). [14]

I.3 : Mécanismes de gonflement des argiles :

Il est bien connu qu'au contact de l'eau, l'argile est un matériau qui a la faculté de gonfler. D'après Gens et Alonso (1992) [8], le phénomène de gonflement paraît relever de deux causes (figure 1.7) :

- L'hydratation des espaces interfoliaires entraînant un accroissement de leurs dimensions (augmentation de la porosité interfoliaire) : gonflement cristallin ;
- La répulsion entre les particules (augmentation de la porosité interfoliaire et interparticulaire) : gonflement osmotique.

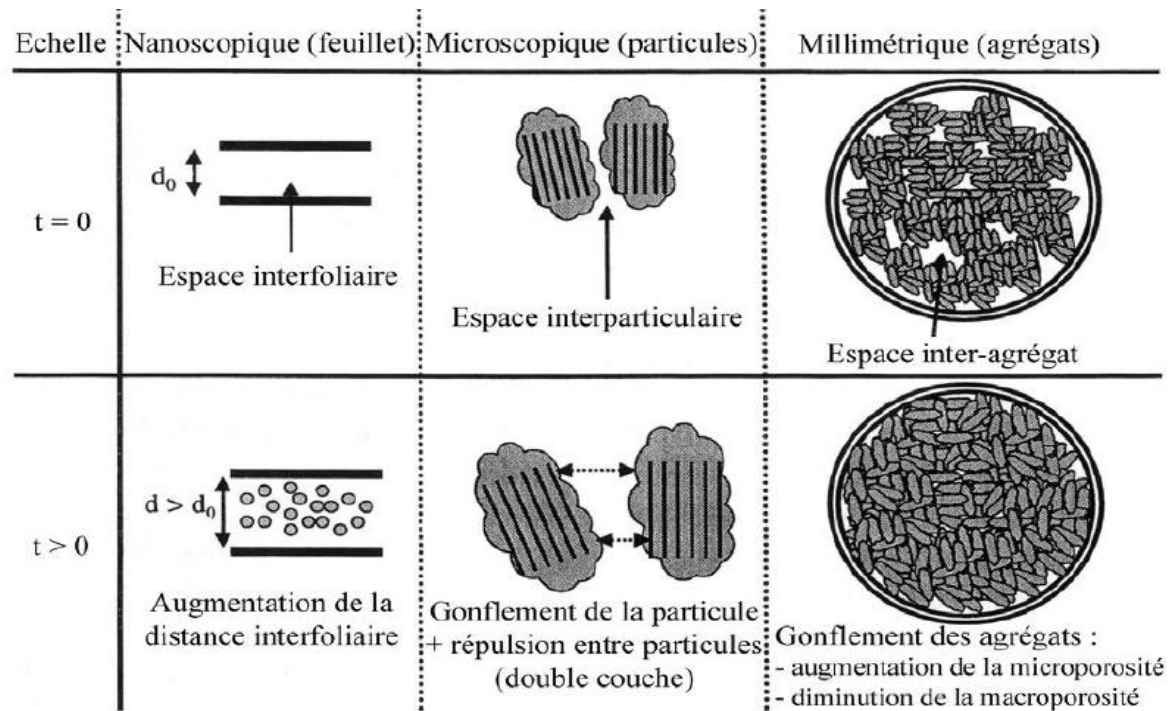


Figure I.8 : Schéma présentant les différentes origines du gonflement

(Gens et Alonso, 1992). [8]

I.3-1: Evolution de la texture au cours du gonflement :

La variation de texture des sols au cours du gonflement peut être étudiée à l'aide de deux techniques complémentaires, la microscopie électronique à balayage (M.E.B.) et la porosimétrie par injection de mercure. La microscopie électronique à balayage permet de visualiser la texture des sols, donc d'obtenir des informations générales (arrangement des particules, estimation de rayons de pores, de tailles de particules, détermination de certains minéraux...). La porosimétrie par injection de mercure permet de quantifier le réseau poreux par la mesure des rayons de pores. L'étude du réseau poreux est fondamentale puisque c'est la dilatation volumique qui cause le gonflement macroscopique.

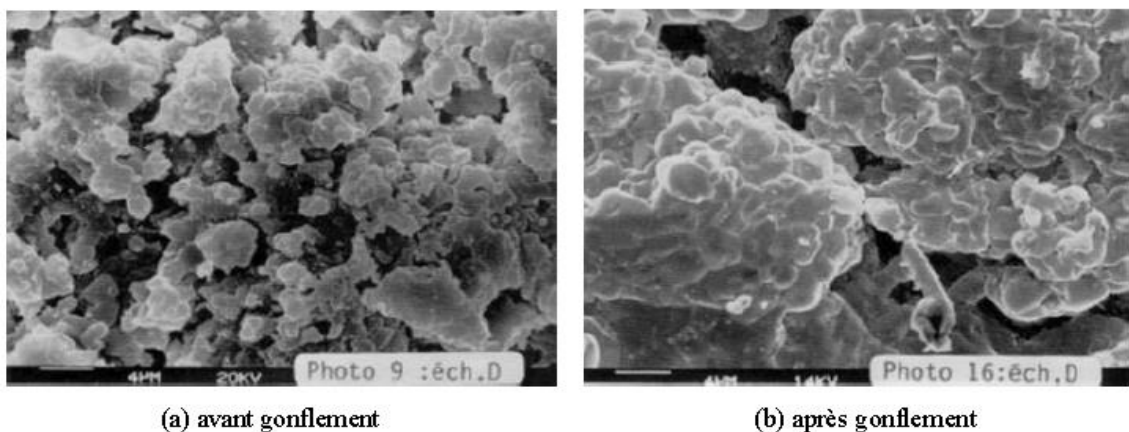


Figure I.9: Observation au MEB d'une texture argileuse (Troalen et al. 1984).

Les observations au M.E.B. ont montré que les sols étudiés ont, à l'état naturel, une texture assez compacte, constituée plus ou moins nettement d'agrégats argileux individualisés et tassés les uns contre les autres. Au gonflement, cette texture évolue en une configuration en agrégats séparés par des pores de géométrie plutôt bidimensionnelle. La taille des agrégats diminue et l'épaisseur des pores augmente au cours du gonflement. La figure I.9 illustre cette évolution.

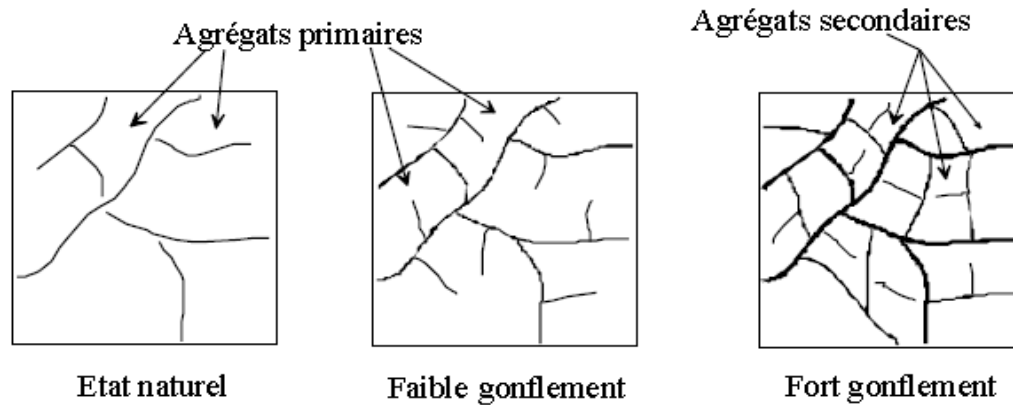


Figure I.10: Evolution de texture des sols au cours du gonflement. (Bultel, 2001). [5]

I. 4 : Identification des sols gonflants :

L'identification des sols gonflants est généralement abordée à partir des paramètres physico-chimiques facilement mesurables lors des essais préliminaires.

Or, cette identification indirecte se trouve compliquée par l'existence de plusieurs approches qui ne se basent ni sur les mêmes paramètres, ni sur le même nombre. Mais, l'utilisation de ces identifications indirectes conduit à soupçonner le caractère expansif d'un sol. Par contre, les paramètres d'identification directs obtenus lors des essais de gonflement caractérisent plus précisément le comportement gonflant du sol.

I.4.1 : Définition des paramètres de gonflement

L'approche macroscopique du gonflement est la plus adaptée en géotechnique. Elle distingue trois notions : la pression de gonflement, le potentiel de gonflement et l'indice de gonflement. Ces notions ne sont pas considérées comme des caractéristiques intrinsèques du matériau gonflant et ne peuvent pas recevoir de définition objective, car elles dépendent des conditions dans lesquelles se déroule le gonflement. Elles sont néanmoins très largement utilisées et ont largement influé sur les procédures d'essais au laboratoire. On les définit comme suit. [11] :

I.4.1.1 : La pression de gonflement (σ_g) :

D'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, peut être définie comme l'état de contrainte à exercer pour maintenir son volume constant pendant l'imbibition sans distorsion jusqu'à sa saturation complète. Cette définition de la pression de gonflement est la plus citée mais elle n'est pas la seule.

I.4.1.2 : Le potentiel de gonflement (ε_g) :

D'un élément de sol ou de roche, dont l'état physique initial est connu, est la déformation maximale ($\Delta h/h$) que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contrainte nulle ou quasi-nulle jusqu'à sa saturation complète.

I.4.1.3 : L'indice de gonflement (C_g) :

Traduit l'importance de la déformation de gonflement induit par un déchargement par rapport à un état de contraintes donné. La déformation par gonflement est obtenue au bout d'un temps d'équilibre.

En principe, ces trois phénomènes sont mesurés sur des éprouvettes en compression isotrope ou œdométrique. Contrairement à la pression de gonflement et au potentiel de gonflement obtenus à la saturation du sol, l'indice de gonflement est issu d'un déchargement mécanique.

I.4.2: Méthodes d'identification :**I.4.2.1: Méthodes indirectes d'identification :**

De nombreux auteurs ont tenté de relier la pression de gonflement σ_g (ou le potentiel de gonflement ε_g) aux paramètres classiques de mécanique des sols (teneur en eau initiale (w_i), densité sèche initiale γ_{d0} , limite de liquidité w_L , indice de plasticité I_p , limite de retrait w_s , pourcentage des particules d'argiles $< 2\mu m$,...) qui semblent être les facteurs les plus influents sur le gonflement des argiles. [11]

Les tableaux I.1 à I.4 sont proposés par plusieurs auteurs pour estimer le potentiel de gonflement.

Tableau I.1: Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité (Seed et al., 1962). [17]

IP	ε_g (%)	potentiel de gonflement
0 - 10	0 - 1.5	Faible
10 - 20	1.5 - 5	Moyen
20 - 35	5 - 25	Elevé
> 35	> 25	Très élevé

**Tableau I.2 : Potentiel de gonflement d'après le Building Research
Establishment BRE (1980). [4]**

IP (%)	% < 2 μ m	Potentiel de gonflement
>35	>95	Très élevé
22- 35	60- 95	Elevé
18- 22	30- 60	Moyen
<18	<30	Faible

Tableau I.3 : Potentiel de gonflement (Chen, 1998). [6]

% < 74 μ m	W _L (%)	Pression de gonflement (6 ans) MPa	Potentiel de gonflement
>95	>60	10	Très élevé
60-95	40-60	2.5 - 5	Elevé
30-60	30-40	1.5 - 2.5	Moyen
<30	<30	<0.5	Faible

**Tableau I.4 : Valeurs indicatives pour les sols susceptibles de variation de volume
(Bigot et Zerhouni, 2000). [3]**

IP (%)	% < 80 μ m	VBS	Susceptibilité de variation de volume du sol
> 30	> 90	> 6	Fort
15 < IP < 30	> 50	2 > VBS > 6	Moyen
< 15	< 50	< 2	Faible

Certains auteurs ont proposé l'estimation du potentiel de gonflement sous forme d'abaque : Williams et Donaldson (1980) [19] considèrent que le caractère expansif des argiles est fortement lié à l'activité. Ce dernier est défini comme étant le rapport de l'indice de plasticité sur le pourcentage de la fraction argileuse. L'abaque qu'ils proposent (figure I.11) permet d'apprécier le potentiel de gonflement en fonction de l'activité, de la fraction argileuse et de l'indice de plasticité.

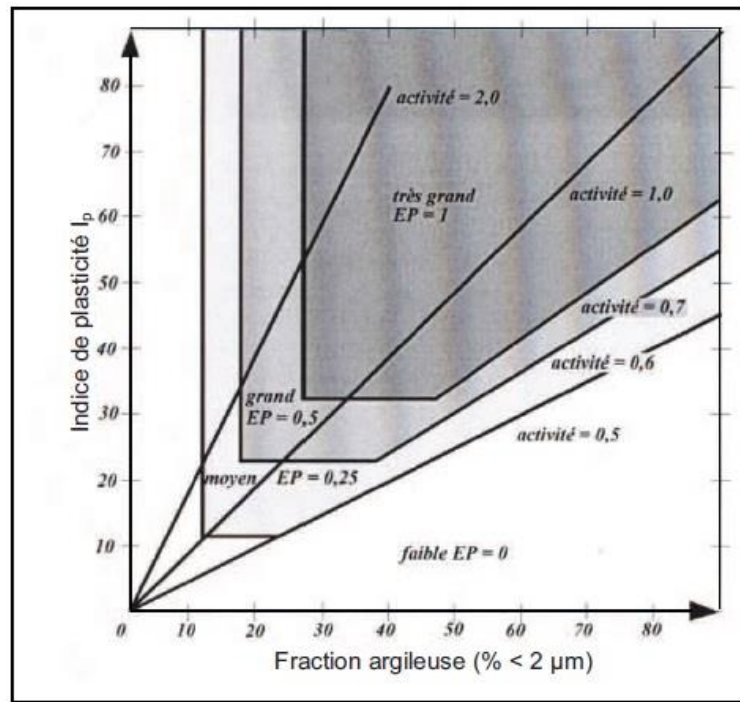


Figure I.11: Classification des sols selon l'abaque de Williams et Donaldson (1980). [19]

Seed et al. (1962) ont proposé une méthode d'estimation du taux de gonflement sur des sols compactés en se référant à la teneur en argile du sol et à l'activité corrigée du matériau A_{cor} .

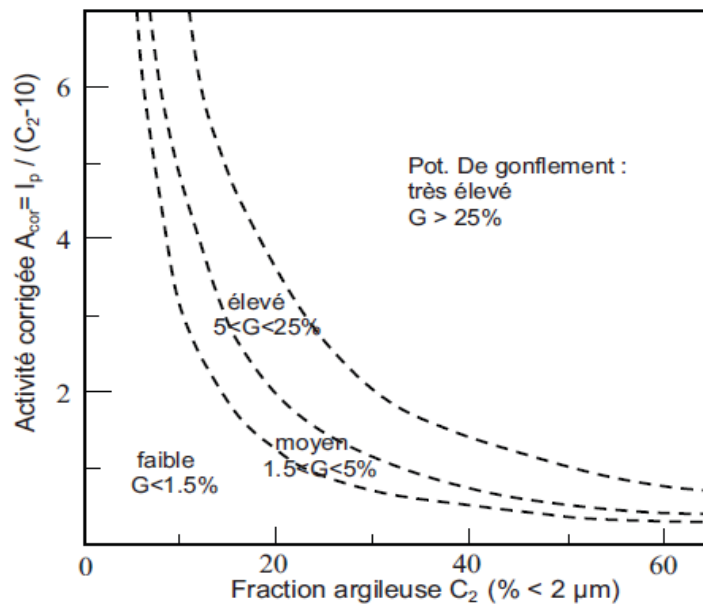


Figure I.12: Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962).

Plusieurs relations empiriques ont été proposées. Les principales équations sont regroupées dans le tableau I.5 (Modèles empiriques de calcul du taux dégonflement (ϵ_g) et de la pression de gonflement (σ_g)).

Tableau I.5 : Modèles empiriques de calcul du taux de gonflement (ε_g) et de la pression de gonflement (σ_g).

Auteur (s)	Expressions	Paramètres
Seed et al.(1962)	$\varepsilon_g = 2,16.10^{-3} (Ip)^{2.44}$	Ip(%)
Ranganatham et Satyanarayana (1965)	$\varepsilon_g = 41.13.10^{-5} (Is)^{2.67}$	Is(%)
KomorniketDavid (1969)	Marnes : $\varepsilon_g = 6,7 + 2,4Ip$ $lg\sigma_g = -2.132 + 0.0208Wl + 6.66.10^{-4}\gamma_{d0} - 0.0269Wnat$ Argiles : $\varepsilon_g = 0.9 + 2,1Ip$ $lg\sigma_g = 0,0208WL + 0,00665\gamma_d - 0,0269Wnat - 2,132$	Ip(-) Wl(%) γ_{d0} (kg/m3) γ_d (kg/m3) Wnat (%)
Nayak et Christensen (1971)	$\varepsilon_g = 0.0229(Is)^{1.45} \frac{C_{2\mu m}}{Wnat} + 6.38$	Is(%) $C_{2\mu m}$ (%) Wnat (%)
Vijayvergiya et Ghazzaly(1973)	$lg \varepsilon_g = 0.033WL - 0.0032 \gamma_{d0} + 6.692$ $lg\sigma_g = 0.033WL - 0.0032 \gamma_{d0} - 5.154$ $lg\sigma_g = (0.033WL + \gamma_{d0} - 139.5) / 5.154$	WL(%) γ_{d0} (kg/m3)
Vijayvergiaya et Ghazzaly(1973)	$lg\varepsilon_g = 0,033WL - 0,083 Wnat + 0,458$ $lg\sigma_g = 0,033WL + 0,083Wnat - 1,967$	WL (%) Wnat (%)
Nayak et Christensen (1974)	$\sigma_g = 0.025 (Ip)^{1.12} \left(\frac{C_{2\mu m}}{Wnat} \right)^2 + 25$	Ip(%) $C_{2\mu m}$ (%) Wnat (%)
O'Neil et Ghazzaly (1977)	$\varepsilon_g = 2,77 + 0,131WL - 0,27Wnat$	WL (%) Wnat (%)
Chen (1988)	$\varepsilon_g = 0.2558.e^{0.0838Ip}$	Ip(%)
TurközetTosun (2011)	$\sigma_g = 290.015\gamma_d - 5.178VBS - 457.817$ $\varepsilon_g = 37.076\gamma_d + 0.524VBS - 57.967$	γ_d (kg/m3) VBS(-)

I. 4.2.2: Méthodes directes d'identification :

La plupart des méthodes de détermination des paramètres caractéristiques de gonflement se font en laboratoire bien que certains auteurs (Mariotti, 1976 ; Ofer et Blight, 1985 ; Magnan,

1993[12]) aient réalisé des essais in situ. Ces derniers sont coûteux et souvent très longs. C'est pour cela qu'on Préfère réaliser des essais sur des échantillons de sols intacts ou remaniés à l'aide d'appareils classiques de laboratoire. Par ailleurs, il existe de nombreuses méthodes de caractérisation du gonflement au laboratoire, reflétant la complexité du phénomène et la diversité des situations rencontrées. Les méthodes fréquemment utilisées sont (Alonso et al., 1987) [1] :

- la méthode de gonflement libre ;
- la méthode de gonflement sous charges constantes ;
- la méthode de gonflement à volume constant.

Ces essais peuvent être exécutés sur des échantillons intacts ou compactés. Le choix de la méthode dépend de la problématique posée et du but recherché. Chaque méthode tente de simuler le plus possible les conditions réelles du terrain, en fonction du comportement de l'ouvrage. Les essais sont exécutés couramment dans la cellule œdométrique. Conventionnelle à chargement par poids. [13]

Les principales méthodes utilisées sont décrites ci-après

a) Méthode de gonflement libre :

Dans l'essai de gonflement libre, l'échantillon, soumis à une faible pression correspondant au poids du piston et de la pierre poreuse, est laissé en contact avec l'eau. Une fois le phénomène de gonflement stabilisé, l'échantillon quasi-saturé suit un chemin de chargement par paliers avec stabilisation des déformations sous chaque palier. La pression de gonflement correspond à la charge qu'il est nécessaire d'appliquer pour ramener le volume de l'échantillon à sa valeur initiale (figure I.12).

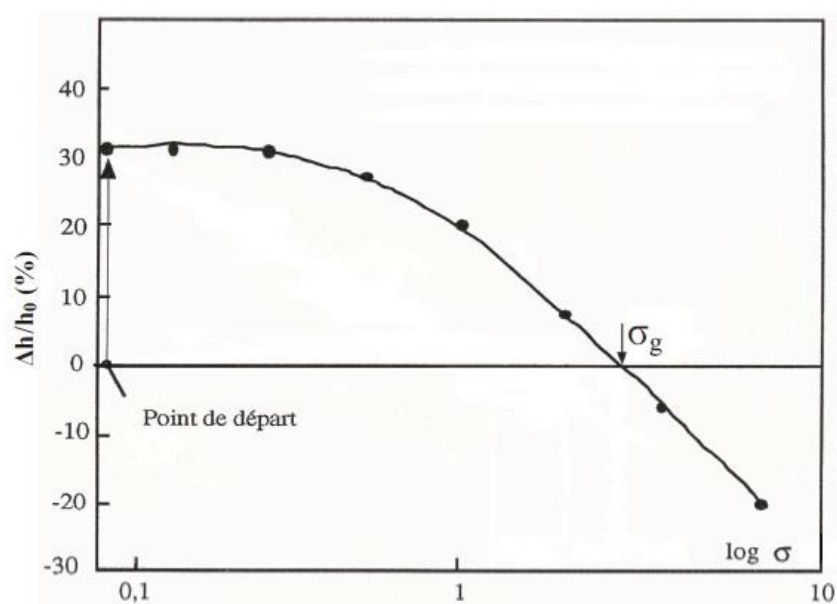


Figure I.13: Essais de gonflement libre.

b) Méthode de gonflement sous charges constantes :

Cette méthode est utilisée pour éviter l'inconvénient de la stabilisation de chaque palier de la méthode précédente. On peut utiliser une méthode dite « méthode de gonflement sous charges constantes » ou « méthode de gonflement en parallèle ». Elle nécessite plusieurs échantillons identiques : chaque échantillon est soumis à une humidification sous charge constante (pression verticale à l'œdomètre ou contrainte). Selon la valeur de la charge, il se produit un gonflement ou un effondrement du sol. En traçant la courbe des déformations volumiques en fonction des contraintes appliquées lors de l'humidification, on peut déterminer la contrainte correspondant à une déformation nulle, qui est la pression de gonflement (figure I.13).

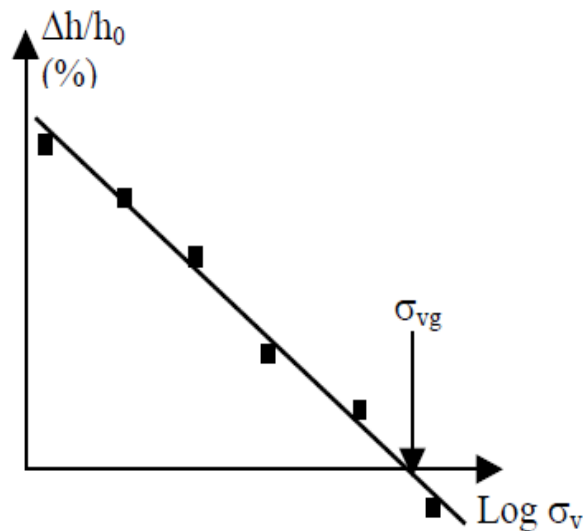


Figure I.14: Essais de gonflement en parallèle.

c) Essai à volume constant :

Contrairement à la méthode de gonflement libre, la méthode de gonflement à volume constant ou empêché consiste à imbiber l'éprouvette sous une charge donnée, en maintenant sa hauteur constante par l'ajout successif de charges par petits paliers. Cette méthode a été fortement décriée car elle est délicate à mettre en œuvre (l'essai doit impérativement se dérouler par accroissement continu du chargement jusqu'à l'équilibre qui est atteint lorsque la charge est égale à la pression de gonflement) (figure I.14).

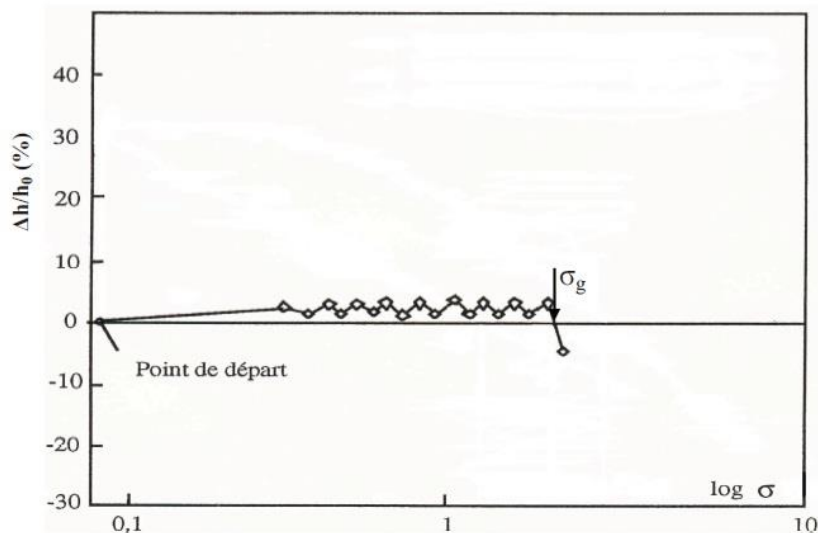


Figure I.15: Essai de gonflement à volume constant.

I. 4.2.3: Comparaison des différentes méthodes

La méthode de gonflement libre donne toujours des valeurs de la pression de gonflement plus élevées que les autres, pouvant aller jusqu'au double de celles des autres méthodes. La méthode de gonflement sous charges constantes donne des valeurs plus faibles et la méthode de gonflement empêché donne des valeurs moyennes qui se situent entre les deux.

La méthode de gonflement libre est très lente (plusieurs semaines). La mesure du gonflement empêché est délicate à mettre en œuvre et demande un appareillage particulier permettant un contrôle précis de la déformation de l'échantillon (déformation presque nulle). Mais, elle semble être la plus avantageuse car l'essai peut se faire sur un seul échantillon et elle est rapide (quelques jours) cependant, la méthode de gonflement sous charge constantes, bien qu'elle nécessite plusieurs échantillons identiques qui sont difficiles à réaliser, est plus rapide, car elle ne nécessite aucune augmentation de la charge exercée sur les échantillons et permet de définir la pression de gonflement après avoir obtenu l'équilibre sur chacun d'entre-eux.

En comparant les déformations de gonflement mesurées in situ et celles déterminées avec les différentes procédures expérimentales, il semble que les valeurs de la pression de gonflement obtenues par la méthode à volume constant (empêché), soient les plus proches de celles effectivement constatées sur le terrain (Erol et al., 1987) et soient donc les plus pertinentes. Khaddaj (1992) est arrivé aux mêmes conclusions et a préconisé l'utilisation systématique de la méthode à volume constant, d'une part, pour éviter les hétérogénéités inhérentes à l'utilisation de différents échantillons (essais de gonflement sous charge constantes) et, d'autre part, pour limiter

les problèmes de mesure, dus notamment aux frottements parasites survenant à l'intérieur des œdomètres lors d'essais à gonflement libre.

I. 5. Effet du temps sur le comportement des argiles:

C'est en raison de leur caractère visqueux que les sols argileux, notamment les argiles molles, manifestent des comportements qui dépendent non seulement du type de sollicitations auxquelles ils sont soumis ou de leur intensité, mais aussi des vitesses de variation de ces sollicitations au cours du temps. De nombreuses études expérimentales, effectuées sur des sols naturels ou reconstitués, ont mis en évidence cette influence du temps sur leurs caractéristiques de résistance et de déformabilité (caractéristiques de compressibilité et de perméabilité, caractéristiques de consolidation et de fluage, caractéristiques de cisaillement et de rupture), notamment celles correspondant à leur état limite.

L'influence du temps sur le comportement des sols argileux s'exerce de manière plus ou moins importante selon la structure, la consistance et la compacité du sol considéré. Sur le plan pratique, les effets du temps ont été analysés suivant deux aspects différents :

- les effets de l'âge ou du vieillissement : Taylor (1942), puis Bjerrum (1967) [2] ont montré que le vieillissement des argiles sous contraintes effectives constantes ou peu variables, se traduisant par l'apparition de nouvelles liaisons intergranulaires rigides qui renforcent la structure du squelette solide, conduit à une réduction de leur indice des vides par suite des déformations de fluage qu'elles subissent. La réduction de l'indice des vides d'une argile donnée s'accompagne d'un accroissement de sa pression de préconsolidation et donc de sa résistance structurale. Cet effet semble être très prononcé dans le cas des argiles plastiques, pour lesquelles l'accroissement de résistance dû au vieillissement est proportionnel à celui de leur pression de préconsolidation.
- les effets de la vitesse ou de la durée de chargement : Crawford (1964) [7] puis Bjerrum (1967) ont montré que la pression de préconsolidation apparente (définie par la limite des petites déformations) d'une argile naturelle est réduite lorsque la durée d'application des charges est augmentée et inversement. Ceci est, semble-t-il, attribué à une autre matérialisation du phénomène de la consolidation secondaire qui est liée au vieillissement de l'argile. A l'inverse, une diminution de la vitesse de chargement, c'est-à-dire de la vitesse de déformation de l'argile, correspond à un accroissement de

la durée d'application des charges qui aurait pour conséquence la diminution non seulement de la pression de préconsolidation de l'argile, mais également de tous les seuils qui définissent sa courbe d'état limite.

Cependant, l'expérience met en outre en évidence l'influence des conditions d'essais sur les caractéristiques de résistance et de déformabilité des sols. Aussi, l'approche expérimentale basée sur l'essai œdométrique conventionnel à chargement par poids met en évidence l'influence des paliers de chargement adoptés.

CONCLUSIONS

Cette synthèse, qui n'est pas exhaustive, montre le grand nombre de méthodes et de lois différentes mises au point pour estimer le gonflement des sols de façon indirecte, c'est-à-dire sans effectuer d'essai de gonflement. Le plus souvent, ces méthodes restent grossières et différencient seulement les sols à fort potentiel de gonflement des sols à faible potentiel de gonflement. Les relations sont, en général, déterminées à partir d'échantillons remaniés dont le comportement n'est pas identique à celui du matériau dans son état naturel. De plus, il semble que les lois mathématiques citées, qui sont certes significatives quand elles sont appliquées à un grand nombre de sols très différents minéralogiquement et granulométriquement, doivent être utilisées avec beaucoup de précautions sur des sols de natures voisines.

L'évolution des procédures d'essais de gonflement a surtout été guidée par des objectifs pratiques, conditionnés par les problèmes posés et la nécessité d'aboutir sans trop de mal à une caractérisation des matériaux gonflants. Les méthodes indirectes de caractérisation inspirées des essais d'identification des matériaux sont très utiles à l'évaluation du potentiel de gonflement, mais ne peuvent pas remplacer les essais de laboratoire vis-à-vis de la détermination des paramètres de gonflement, la pression de gonflement et la déformation de gonflement.

Chapitre II

Programme expérimental et procédures d'essais

Chapitre II

Programme expérimental et procédures d'essais

II.1 Introduction :

Cette étude a pour but de caractériser le comportement des sols situés dans la commune de Sidi-Hadjres et de déterminer les paramètres physiques et mécaniques qui jouent un rôle dans la variation de leur volume au moyen d'essais d'identification classiques et d'essais mécaniques (essais de compressibilité et de consolidation œdométriques, essais de gonflement à l'œdomètre), en vue d'établir un modèle de prévision du mouvement du sol consécutif à une modification hydrique du site.

II.1.1 Localisation du site :

La commune de Sidi Hadjres est située sur la route nationale RN40 à 50 km à l'ouest de la ville de M'sila (figure II.1). L'extension du site urbain de cette commune vers des zones à risque comporte la construction des nouveaux sièges de l'Assemblée Populaire Communale (APC). Le choix de ce site a été motivé notamment en raison de la disponibilité d'un nombre suffisant de carottes permettant de réaliser le programme expérimental défini.

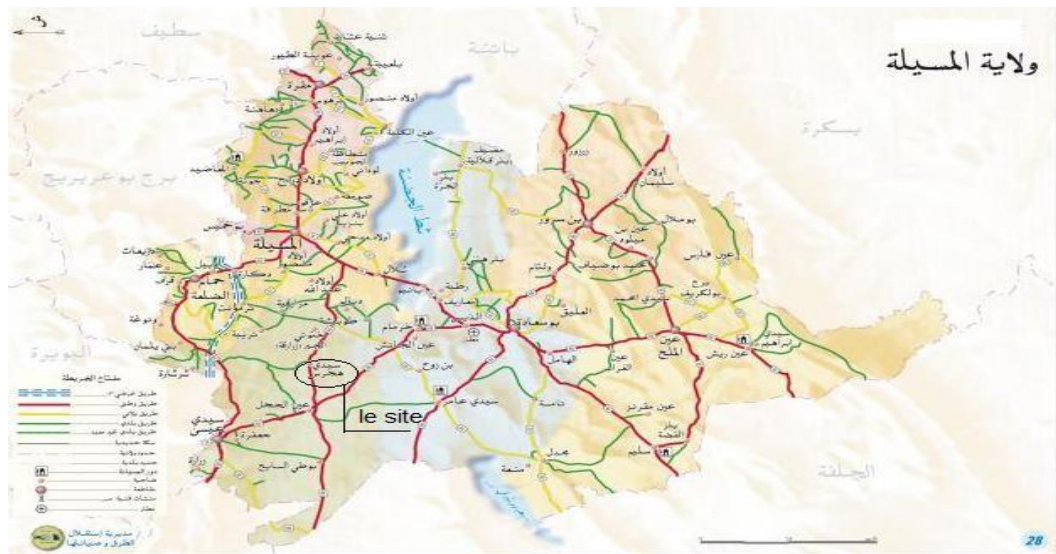


Figure II-1 -Image satellite prise le 24 aout 2011, (Source Google Earth).

Le programme expérimental a été réalisé dans deux laboratoires différents et qui sont : le laboratoire du génie civil de l'université de m'sila et le laboratoire Central des Travaux Publics Antenne de M'sila (L.C.T.P), Ce programme est réparti en deux parties :

II.2 Programme d'essai :**• Essais d'identification :**

- L'analyse granulométrique (par tamisage et par sédimentométrie).
- Les limites d'Atterberg.
- Essai au bleu de méthylène.

• Essais mécaniques :

- Essai C.B.R. immédiat et après imbibition.
- Essai de compressibilité œdométrique
- Essai de gonflement œdométrique
- Essai de cisaillement à la boîte de Casagrande.

II.2.1 : Essais d'identification :**II.2.1.1 : Analyse granulométrique :**

Elle a pour but de déterminer la distribution des particules qui forment le squelette des sols en vue de leur classification (norme NF P 94-041 pour l'analyse par tamisage et norme NF P 94-057 pour l'analyse par sédimentométrie).

A. Analyse granulométrique par tamisage (NF P 94-041) :

L'essai consiste à séparer les grains agglomérés d'une masse connue de matériau par brassage sous l'eau, à fractionner ce sol, une fois séché, au moyen d'une série de tamis et à peser successivement le refus cumulé sur chaque tamis. La masse de refus cumulée sur chaque tamis est rapportée à la masse totale sèche de l'échantillon soumis à l'analyse.



Photo II.1 : Analyse granulométrique par tamisage.

B. Analyse granulométrique par sédimentométrie : (NF P 94-057) :

Les particules inférieures à $80\ \mu\text{m}$ séparées du reste du sol par tamisage sont mises en suspension dans de l'eau additionnée d'une défloculation. Les particules sédimentent à différentes vitesses en relation avec leur taille. Au moyen d'un densimètre est mesurée l'évolution dans le temps de la masse volumique de la solution et de la profondeur d'immersion de l'appareil. La distribution pondérale de la taille des particules est calculée à partir de ces données.

II.2.1.2 : Limites d'Atterberg (NF P 94-051) :

Les limites de liquidité et de plasticité, dites limites d'Atterberg ou limites de consistance, sont des paramètres géotechniques destinés à identifier les sols, caractériser leur consistance et permettre de ce fait de les classer.

Après échantillonnage du sol et homogénéisation par brassage, une masse de sol m est mise à imbiber dans un récipient d'eau à la température ambiante, pendant au moins 24h. Cette masse m , exprimée en grammes, doit être supérieure à 200 fois la dimension des plus gros éléments de sol appréciée. De même, elle doit être telle que le tamisât au tamis de $400\ \mu\text{m}$ donne au moins 200 g de particules solides.

Une fois imbibé, le matériau est tamisé par voie humide au tamis de 400 μm . L'eau de lavage et le tamisât sont recueillis dans un bac. Après une durée de décantation de 12 h, l'eau claire du bac est siphonnée sans entraîner de particules solides. L'eau excédentaire est évaporée à une température ne dépassant pas 50 C°.



Photo II.2 : Détermination de la limite de liquidité et de la plasticité.

II.2.1.3 : Essai au bleu de méthylène (l'essai à la tache) (NF P 94-068) :

La valeur au bleu de méthylène constitue un paramètre d'identification permettant de mesurer la surface spécifique des particules solides contenues dans les sols fins et de déterminer l'activité de leur fraction argileuse.

L'essai consiste à mesurer par dosage la quantité de bleu de méthylène pouvant être adsorbée par le matériau mis en suspension dans l'eau. Cette quantité est rapportée par proportionnalité directe à la fraction 0/50 mm du sol. La valeur de bleu du sol est directement liée à la surface spécifique des particules constituant le sol ou le matériau rocheux.

Le dosage s'effectue en ajoutant successivement différentes quantités de bleu de méthylène et en contrôlant l'adsorption après chaque ajout. Pour ce faire, on prélève une goutte de la suspension que l'on dépose sur un papier filtre ce qui provoque la création d'une tache. L'adsorption maximale est atteinte lorsqu'une auréole bleu clair persistante apparaît à la périphérie de la tache.



Photos II.3 : Essai au bleu de méthylène.

II.2.2 : Essais mécaniques :

II.2.2.1 : Essai de portance C.B.R (NF P 94-078):

L'essai consiste à mesurer les forces à appliquer sur un poinçon cylindrique pour le faire pénétrer à vitesse constante dans une éprouvette de matériau. Les valeurs particulières des deux forces ayant provoqué deux enfoncements conventionnels sont respectivement rapportées aux valeurs des forces observées sur un matériau de référence pour les mêmes enfoncements, l'indice recherché est défini conventionnellement comme étant la plus grande valeur, exprimée en pourcentage, des deux rapports ainsi calculés.

A) Essai C.B.R immédiat :

On pose l'éprouvette sur la presse en position centrée par rapport au piston de poinçonnement et on procède au poinçonnement de la manière suivante :

Approcher la face supérieure de l'éprouvette vers le piston, à l'aide des dispositifs prévus sur la presse jusqu'à ce que le piston vienne affleurer le matériau.

Régler la mise à zéro du dispositif dynamométrique et celle du comparateur mesurant l'enfoncement du poinçon (figure II.8).

Noter les efforts de poinçonnement correspondant aux enfoncements suivants : 0,625 ; 1,25 ; 2 ; 2,5 ; 5 ; 7,5; 10 et 12 mm.

L'indice recherché est par conversion la plus grande des deux valeurs suivantes :

$$= \frac{\text{Effort de pénétration à 2.5 mm d'enfoncement (KN)} \times 100}{13,35}$$

$$= \frac{\text{Effort de pénétration à 5.0 mm d'enfoncement (KN)} \times 100}{19,93}$$



Photos II.4 : Appareil de poinçonnement (essai CBR).

B) Essai C.B.R après imbibition :

Après quatre (4) jours d'immersion (± 2 h) on mesure la hauteur de gonflement Δh indiquée par le comparateur, on extrait l'ensemble hors du bac d'immersion en observant un temps d'égouttage de 15 minutes puis on dépose le trépied, le comparateur, les surcharges et le disque de gonflement (figure II.8). La même procédure que la détermination de l'indice C.B.R Immédiat.

La valeur de déformation de l'éprouvette g , exprimé en pourcentage :

$$g(\%) = \left(\frac{\Delta h}{h} \right) \times 100$$



Photos II.5 : Imbibition des échantillons (essai CBR).

On suivra la même procédure que celle de la détermination de l'indice C.B.R immédiat.

II.2.2.2 : Essais de compressibilité et de consolidation Œdométrique :

Au plan quantitatif, le programme expérimental a comporté quatre essais de compressibilité permettant de déterminer les paramètres de compressibilité et de consolidation des sols étudiés. Ces essais ont été exécutés conformément aux méthodes d'essais LPC en vigueur (Magnan et al., 1985). Ces méthodes d'essais ont été choisies en raison de leur disponibilité et de leur facilité de mise en œuvre, mais aussi en raison de l'expérience acquise [10].

dans les laboratoires algériens des travaux publics au cours de plusieurs décennies. Elles décrivent les différentes procédures à suivre pour le choix et la préparation des éprouvettes soumises aux essais, le programme de chargement à appliquer, le calcul et l'interprétation des résultats obtenus. [

A) Appareillage :

Les cellules œdométriques utilisés sont constituées d'une bague rigide latéralement de sorte que les déformations ne soient qu'axiales et à paroi lisse (figure II.12). La bague est équipée d'une trousse coupante cylindrique rigide qui peut recevoir une éprouvette de 50 mm de diamètre et 20 mm d'épaisseur, placée entre deux pierres poreuses ; l'ensemble étant fixé sur une embase très rigide. La charge verticale est appliquée à l'éprouvette par l'intermédiaire d'un piston rigide, sur la base duquel est fixée la pierre poreuse supérieure. Le piston coulisse dans la bague avec un faible jeu, de sorte que le frottement soit négligeable. La charge appliquée au moyen de poids est transmise à l'éprouvette par un levier rigide prenant appui sur la tête du piston.

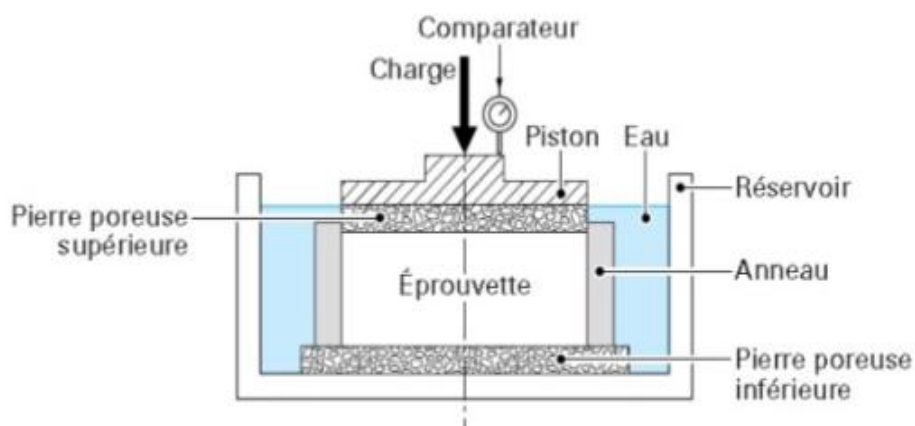


Figure II.2 : Coupe schématique d'une cellule œdométrique conventionnelle à chargement par poids.

B) Préparation des éprouvettes et exécution des essais :

La préparation des éprouvettes comporte les opérations de choix et de découpage des éprouvettes, leur montage dans les cellules œdométriques et leur chargement.

C) Interprétation des résultats d'essais :

L'interprétation des résultats d'essais œdométriques repose classiquement sur l'exploitation des courbes de compressibilité et de consolidation : la courbe de compressibilité traduit les variations de l'indice des vides du sol mesuré à la fin de chaque palier de chargement en fonction de la contrainte verticale effective correspondante et les courbes de consolidation représentent, pour chaque palier de chargement, les variations de l'épaisseur de l'éprouvette en fonction du temps. Deux méthodes peuvent être utilisées, la méthode de Taylor (variation de la hauteur en fonction de la racine carrée du temps) et la méthode de Casagrande (variation de la hauteur en fonction du logarithme du temps) ; la méthode de Taylor étant la plus utilisée. L'interprétation des résultats d'essais effectuée conformément aux méthodes d'essais LPC, est décrite comme suit:

- sur la courbe de compressibilité (II.13), la pression de préconsolidation σ'_p est définie par le point d'intersection C de la droite MN correspondant à la courbe de compressibilité dans le domaine normalement consolidé, avec la parallèle DL à la droite AB, correspondant à l'intersection des deux branches de compression et de recompression de la courbe de compressibilité dans le domaine surconsolidé (pente moyenne de la branche de déchargement-rechargement). Les indices de gonflement CS et de compression CC correspondent respectivement aux pentes des droites DL et MN. L'indice des vides en place e_0 est, quant à lui, défini par le point E sur la droite DL pour une contrainte égale à la pression verticale effective des terres en place ;

- sur chaque courbe de consolidation (figure II.14), la droite D1 correspond à la partie quasi linéaire du début de la courbe et coupe l'axe des ordonnées en un point dC qui est le zéro corrigé (la lecture initiale d_0 n'est pas prise en compte dans la construction graphique). La droite D2 est la droite passant par le point dC et de pente 1,15 fois plus faible que celle de D1. L'intersection de D2 avec la courbe de tassement donne le point T d'abscisse t_{90} , correspondant à 90 % de consolidation primaire, auquel correspond une valeur du coefficient de consolidation $C_V = 0,848d^2 / t_{90}$ (relation de Taylor), où d désigne la distance de drainage (épaisseur ou demi-épaisseur de l'éprouvette suivant que le drainage s'effectue sur une ou deux faces) ;

- la courbe $(e, \lg k)$, appelée courbe de perméabilité, exprime la relation entre l'indice des vides et le coefficient de perméabilité du sol. Pour les contraintes supérieures à la pression de préconsolidation, cette courbe est linéaire et caractérisée par la pente C_k , représentant le taux de variation de la perméabilité, et par l'indice des vides e_k , correspondant à une

perméabilité de référence. Cette courbe permet en outre de déduire le coefficient de perméabilité k_{vo} du sol en place.

L'interprétation des résultats effectuée par la méthode classique de Casagrande est décrite comme suit :

- sur la courbe de compressibilité (figure II.15), l'indice de gonflement C_s correspondent à la pente de la droite ajustée sur les points expérimentaux de la phase de déchargement final et l'indice de compression C_c correspondant à la pente de la droite MN ajustée sur les trois derniers points expérimentaux alignés. Sur cette courbe, on trace une horizontale à partir du point C où le rayon de courbure est minimal. La bissectrice de l'angle formé par cette horizontale et la tangente en C à la courbe, coupe la droite MN en point D. On admet que la pression de préconsolidation σ'_p est égale à l'abscisse de D

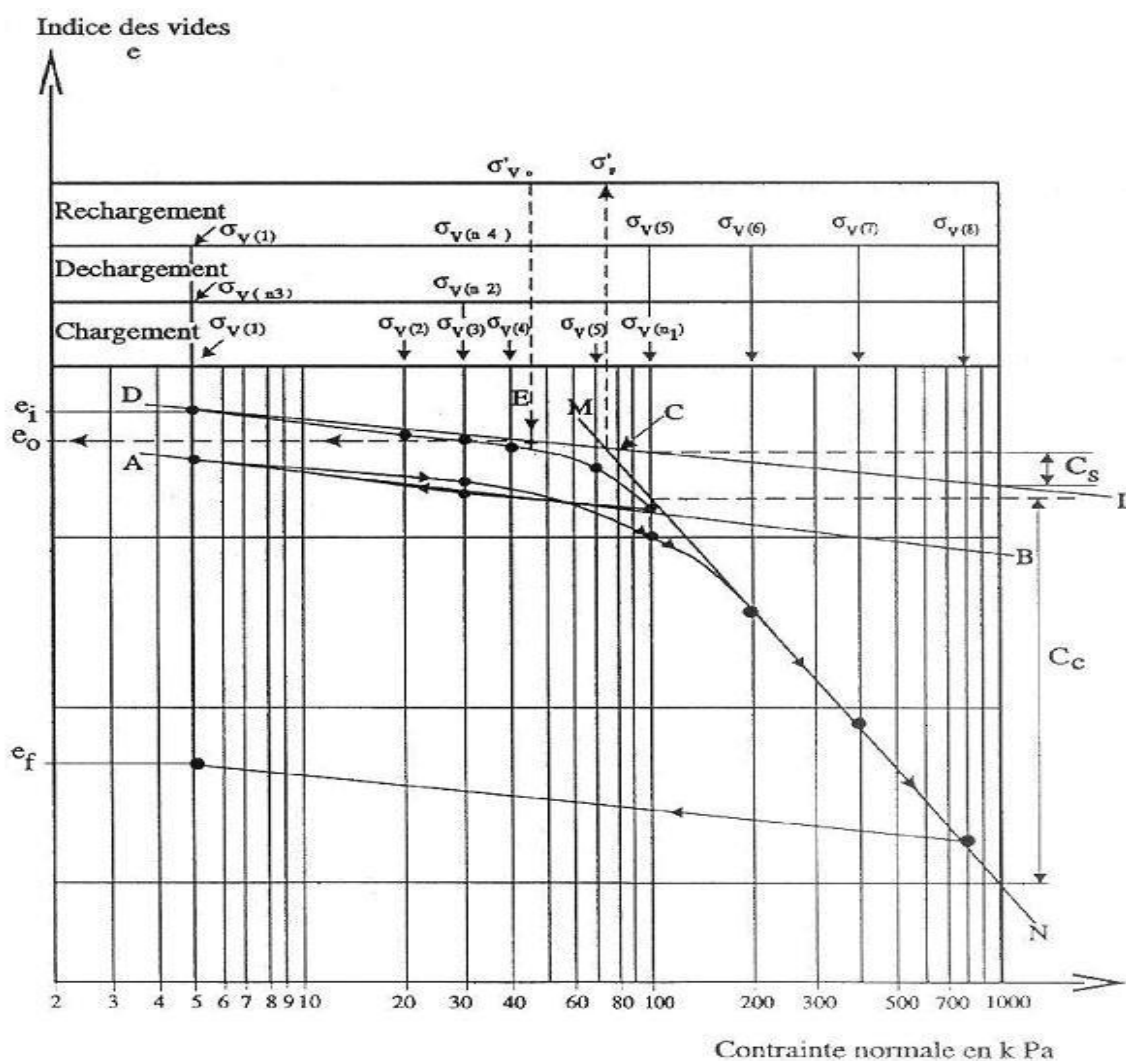


Figure II.3 Principe d'interprétation des courbes de compressibilité

par les méthodes d'essais LPC (Magnan et al., 1985). [10]

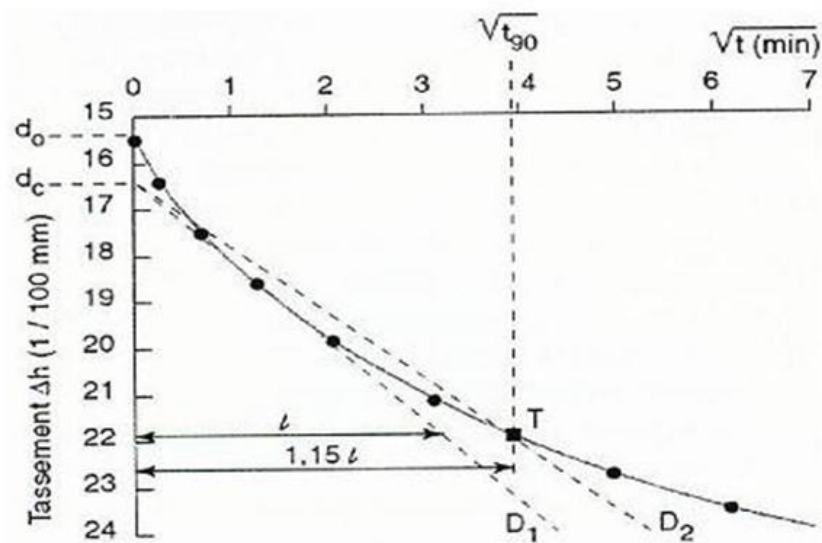


Figure II.4 Principe d'interprétation des courbes de consolidation

par la méthode de Taylor (Magnan et al., 1985). [10]

II.2.2.3 : Essais de gonflement à l'œdomètre :

Au plan quantitatif, le programme expérimental a comporté la réalisation de trois essais de gonflement libre par la méthode du CEBTP, ces essais s'effectuent par chargement d'une seule éprouvette par plusieurs paliers de charges (essais de gonflement libre et sous charges).

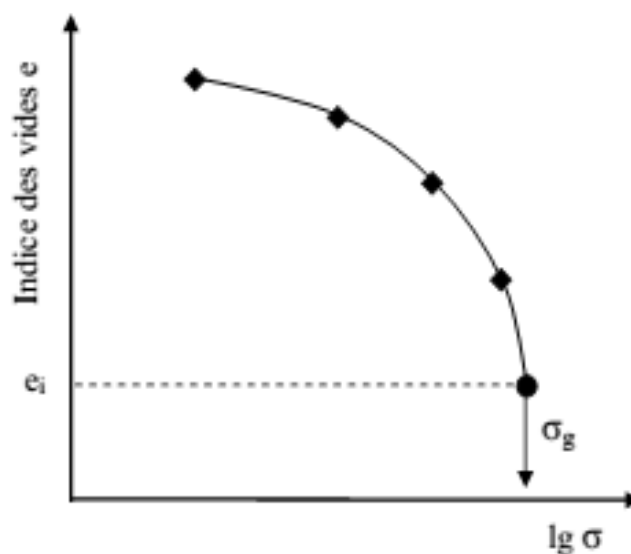


Figure II.5 Principe d'interprétation des courbes de gonflement

par la méthode du CEBTP.

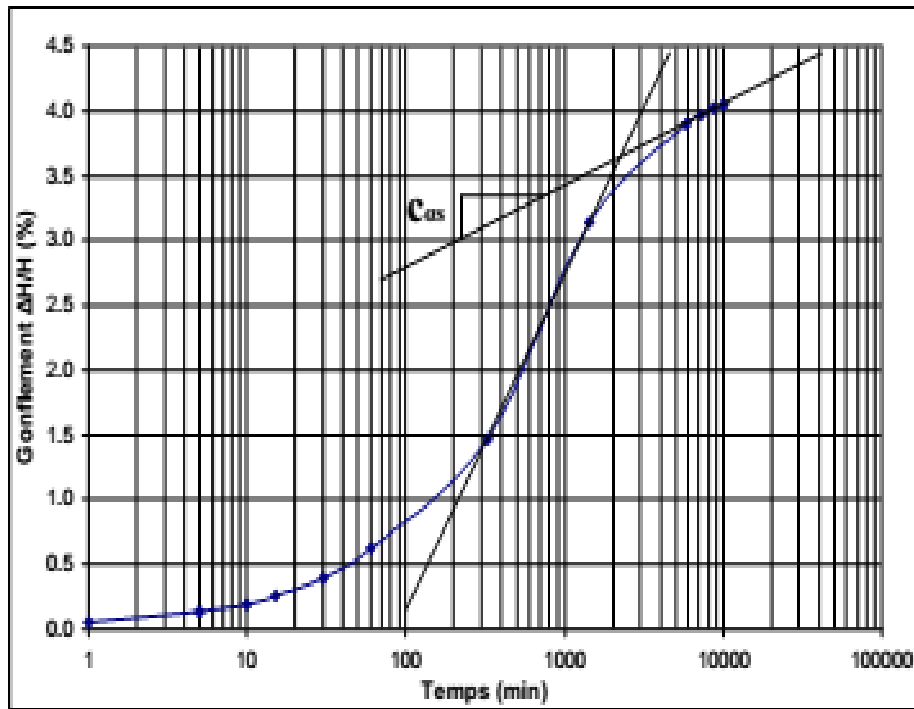


Figure II.6 : Courbes de gonflement.

II-2-2-4 : Essai de cisaillement direct à la boîte de casagrande(NF P 94-071-1) :

Cet essai est très ancien, puisque Coulomb a déjà utilisé une boîte de cisaillement, il y a plus de 200 ans. Dans cet essai l'échantillon est constitué d'une plaquette carrée dont les dimensions usuelles sont : 6 cm x 6 cm ; h = 2 cm. L'appareil de cisaillement est une boîte composée de deux parties : une demi-boîte inférieure fixe et une demi-boîte supérieure mobile.

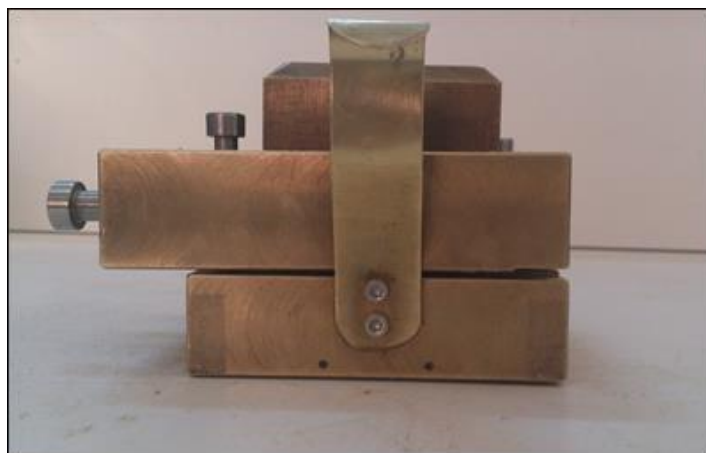


Photo II.6 : boîte de Casagrande.

A) Appareillage :

L'appareillage spécifique (l'essai comprend) :

- le bâti,
- la boîte de cisaillement,
- le dispositif d'application de (l'effort normal sur éprouvette),
- le dispositif produisant le déplacement relatif horizontal entre les deux demi-boîtes,
- le système de mesurage des efforts, des déplacements et du temps.

B) Mode opératoire :**B.1 : Préparation des plaques drainantes :**

Les plaques sont saturées avec de l'eau désaérée et tout surplus d'eau en surface est éliminé juste avant leur mise en place. Elles sont recouvertes d'un papier-filtre lorsque des particules de sol risquent de migrer vers les pores des plaques drainantes.

B.2 : Préparation des éprouvettes :

Tailler les éprouvettes de telle sorte que les dimensions de la section droite de l'éprouvette soient ajustées au mieux à celles de la boîte et que la hauteur (h) en millimètres soit telle que :

$$20 \leq h \leq L/2$$

- Peser l'échantillon et mesurer sa hauteur.
- Placer une plaque drainante dans le fond de la demi-boîte inférieure.
- Introduire l'éprouvette dans les deux demi-boîtes solidarifiées au préalable.

L'éprouvette est calée dans la boîte de telle sorte que le plan de glissement la partage en deux parties sensiblement égales.



Photo II.8 : appareille de cisaillement direct.

C) Les types des cisaillements :

- les essais UU non consolidé non drainé-(unconsolidated, undrained) :

Les essais UU peuvent être effectués à l'appareil triaxial ou éventuellement à la boîte pour des sols de faible perméabilité (vitesse =1mm/min).

-les essais CD consolidé drainé-(consolidated, drained) :

Ces essais permettent d'obtenir des paramètres mécaniques caractéristiques du comportement à long terme (vitesse =0.6mm/min).

Chapitre III

Présentation et analyse des résultats d'essais

Chapitre III

Présentation et analyse des résultats d'essais

III.1 : Introduction :

De plus les essais d'identification, le programme expérimental exécuté a comporté des essais de compressibilité et de consolidation œdométriques, des essais de C.B.R pour l'identification des paramètres des sols étudiés. Ces essais ont été réalisés sur des échantillons découpés dans des blocs préparés par compactage dynamique à une énergie Proctor modifiée de côté sec de l'optimum.

Ce programme expérimental a évolué au fur et à mesure que des indications supplémentaires sur telle ou telle propriété mécanique des sols et son influence sur l'interprétation des résultats d'essais ont été jugés nécessaires non seulement en fonction de la qualité des informations déjà obtenues, mais en fonction aussi de leur qualité.

Les procédures expérimentales suivies dans chaque type d'essai ont été conformes autant que possible aux méthodes d'essais en vigueur en Algérie et la méthode d'interprétation des résultats d'essais adoptée s'inspire beaucoup des connaissances acquises sur les sols gonflants à travers le monde.

III- Résultats Des Essais :

III-2- les essais d'identification :

III-2-1- Analyse granulométrique :

III-2-1- a-Analyse granulométrique par tamisage :

Trois (3) essais ont été réalisés pour déterminer la distribution granulométrique et sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

- Essai N°1

Tableau III-1 : Granulométrie par tamisage d'essai 01.

ESSAI N°1	Refus partiel	refus cumulés		Tamisâtes cumulés
		Gr	%	
5	0.00	0.00	0.00	100.00
2.5	2.16	2.16	0.72	99.28
1.25	1.62	3.78	1.26	98.74
0.63	0.63	4.41	1.47	98.53
0.32	0.75	5.16	1.72	98.28
0.16	2.16	7.32	2.44	97.56
0.08	2.76	10.08	3.36	96.64

- Essai N°2

Tableau III-2 : Granulométrie par tamisage de l'essai 02.

ESSAI N°2	Refus partiel	refus cumulés		Tamisâtes cumulés
		Gr	%	
5	0.00	0.00	0.00	100.00
2,5	1.16	1.16	0.39	99.61
1,25	1.09	2.25	0.75	99.25
0,63	0.18	2.43	0.81	99.19
0,315	2.46	4.89	1.63	98.37
0,16	0.57	5.46	1.82	98.18
0,08	3.24	8.70	2.90	97.10

- Essai N°3

Tableau III-3 : Granulométrie par tamisage de l'essai 03.

ESSAI N°3	Refus partiel	refus cumulés		Tamisâtes cumulés
		Gr	%	
5	0.00	0.00	0.00	100.00
2.5	0.90	0.90	0.30	99.70
1.25	1.20	2.10	0.70	99.30
0.63	0.16	2.26	0.75	99.25
0.32	0.38	2.64	0.88	99.12
0.16	1.42	4.06	1.35	98.65
0.08	0.60	4.66	1.55	98.45

Le tableau III- 4 résume la récapitulation des trois essais de l'analyse granulométrique :

Tableau III- 4 : Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique par tamisage.

Tamis(mm)	Tamisâtes %			Moyenne
	ESSAI n1	ESSAI n2	ESSAI n3	
5	100.00	100.00	100.00	100.00
2,5	99.28	99.61	99.70	99.53
1,25	98.74	99.25	99.30	99.10
0,63	98.53	99.19	99.25	98.99
0,315	98.28	98.37	99.12	98.59
0,16	97.56	98.18	98.65	98.13
0,08	96.64	97.10	98.45	97.40

III-2-1- b-Analyse granulométrique par sédimentométrie :

Trois (3) essais ont été réalisés pour déterminer la distribution granulométrique par sédimentométrie et sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau III-5 : Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°1.

Temps de lecture (minutes)	Lecture densimètre sommet du ménisque R	Température C°	K (abaque)	L (Tableau)	$D = k \times \sqrt{(L/T)}$ (µm)	Gw (Tableau)	% de grains <D p =	Tamisé par rapport à l'échantillon total P.p
0.5	1,0270	23,2000	0,01312	11,9400	64,11	1,0000000	87,59	84,20
1	1,0265	23,2000	0,01312	12,1300	45,69	1,0000000	85,97	82,64
2	1,0261	23,2000	0,01312	12,2820	32,51	1,0000000	84,67	81,39
5	1,0255	23,2000	0,01312	11,1100	19,56	1,0000000	82,72	79,52
10	1,0251	23,2000	0,01312	11,2620	13,92	1,0000000	81,42	78,27
20	1,0251	23,1000	0,01312	11,2620	9,85	1,0000000	81,42	78,27
40	1,0243	22,9000	0,01312	11,5660	7,05	1,0000000	78,83	75,78
80	1,0233	22,7000	0,01328	11,9460	5,13	1,0000000	75,58	72,66
240	1,0217	22,3000	0,01328	12,5540	3,04	1,0000000	70,39	67,67
1440	1,0185	21,9000	0,01316	13,7700	1,29	1,0000000	60,01	57,69

Tableau III-6: Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°2.

Temps de lecture (minutes)	Lecture densimètre sommet du ménisque R	Température C°	K (abaque)	L (Tableau)	$D = k \times \sqrt{(L/T)}$ (µm)	Gw (Tableau)	% de grains <D p =	Tamisé par rapport à l'échantillon total P.p
0.5	1,0264	22,8000	0,013610	12,1680	67,14	1,0000000	85,64	80,61
1	1,0260	23,0000	0,013610	12,3200	47,77	1,0000000	84,34	79,39
2	1,0255	23,0000	0,013610	12,5100	34,04	1,0000000	82,72	77,87
5	1,0252	23,1000	0,013610	11,2240	20,39	1,0000000	81,75	76,95
10	1,0247	23,0000	0,013610	11,4140	14,54	1,0000000	80,13	75,42
20	1,0242	23,0000	0,013610	11,6040	10,37	1,0000000	78,50	73,90
40	1,0235	22,8000	0,013610	11,8700	7,41	1,0000000	76,23	71,76
80	1,0223	22,6000	0,013610	12,3260	5,34	1,0000000	72,34	68,09
240	1,0210	22,3000	0,013780	12,8200	3,18	1,0000000	68,12	64,12
1440	1,0170	21,7000	0,013610	14,3400	1,36	1,0000000	55,15	51,91

Tableau III-7: Résultats de l'analyse sédimentométrique l'essai N°3.

Temps de lecture (minutes)	Lecture densimètre sommet du ménisque R	Température C°	K (abaque)	L (Tableau)	$D = k \times \sqrt{L/T}$ (µm)	Gw (Tableau)	% de grains <D p =	Tamisa par rapport à l'échantillon total P.p
0.5	1,0260	21,4000	0,013280	12,3200	66	1,0000000	84,34	80,24
1	1,0255	22,0000	0,013120	12,5100	46	1,0000000	82,72	78,69
2	1,0255	22,0000	0,013120	12,5100	33	1,0000000	82,72	78,69
5	1,0252	21,4000	0,013280	11,2240	20	1,0000000	81,75	77,77
10	1,0250	21,3000	0,013280	11,3000	14	1,0000000	81,10	77,15
20	1,0247	21,2000	0,013280	11,4140	10	1,0000000	80,13	76,22
40	1,0240	21,2000	0,013280	11,6800	7	1,0000000	77,86	74,06
80	1,0232	21,0000	0,013280	11,9840	5	1,0000000	75,26	71,59
240	1,0210	20,3000	0,013440	12,8200	3	1,0000000	68,12	64,81
1440	1,0180	19,1000	0,013610	13,9600	1	1,0000000	58,39	55,55

Le tableau III-8 résume la récapitulation des trois essais de l'analyse granulométrique sédimentométrique.

Tableau III-8 : La moyenne des trois essais de sédimentométrie.

Tamis		Tamisas (%)			
mm	µm	essai 01	essai 02	essai 03	moy
0,066	66	84,20	80,61	80,24	81,682
0,046	46	82,64	79,39	78,69	80,241
0,033	33	81,39	77,87	78,69	79,316
0,020	20	79,52	76,95	77,77	78,079
0,014	14	78,27	75,42	77,15	76,948
0,010	10	78,27	73,90	76,22	76,131
0,007	7	75,78	71,76	74,06	73,867
0,005	5	72,66	68,09	71,59	70,783
0,003	3	67,67	64,12	64,81	65,533
0,001	1	57,69	51,91	55,55	55,050

Le tableau III-9 donne la moyenne de trois essais d'analyse granulométrique par tamisage et par sédimentométrie.

Tableau III-9 : Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie).

Tamis (mm)	Tamisas (%)			
	Essai 01	Essai 02	Essai 03	moyenne
5	100.00	100.00	100.00	100.00
2,5	99.28	99.61	99.70	99.53
1,25	98.74	99.25	99.30	99.10
0,63	98.53	99.19	99.25	98.99
0,315	98.28	98.37	99.12	98.59
0,16	97.56	98.18	98.65	98.13
0,08	96.64	97.10	98.45	97.40
0,066	84,20	80,61	80,24	81,682
0,046	82,64	79,39	78,69	80,241
0,033	81,39	77,87	78,69	79,316
0,020	79,52	76,95	77,77	78,079
0,014	78,27	75,42	77,15	76,948
0,010	78,27	73,90	76,22	76,131
0,007	75,78	71,76	74,06	73,867
0,005	72,66	68,09	71,59	70,783
0,003	67,67	64,12	64,81	65,533
0,001	57,69	51,91	55,55	55,050

Les courbes d'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie) sont présentées en figure (III-1).

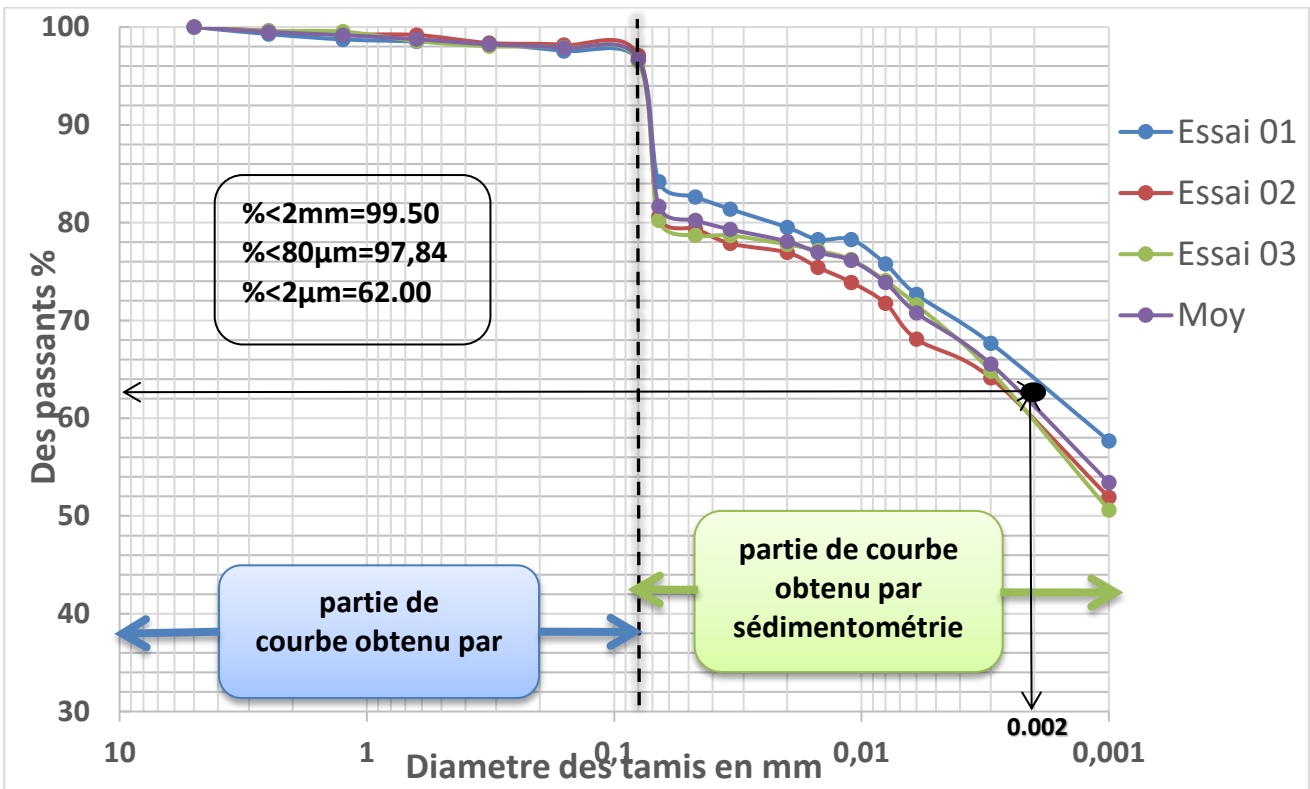


Figure III-1- Courbe d'analyse granulométrique (tamisage et sédimentométrie).

III-2-2 Limites d'Atterberg :

Les limites de liquidité et de plasticité, dites limites d'Atterberg ou limite de consistance, sont des paramètres géotechniques destinés à identifier les sols.

Quatre (4) séries d'essais ont été réalisés pour la détermination des limites d'Atterberg.

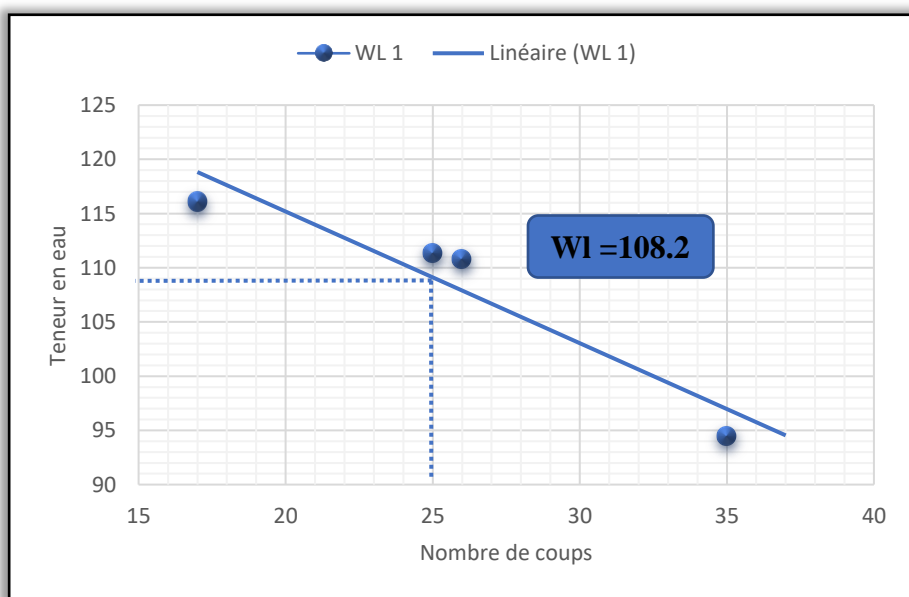


Figure III-2- courbe et valeurs de limite de liquidité d'essai N°1.

Tableau III-10- La valeur de plasticité d'essai N°1 .

Tare	1	2	3	4
W (%)	49,04	41,84	42,98	41,84
WP	43.93			

Indice de plasticité : $IP=WL-WP= 64.27$.

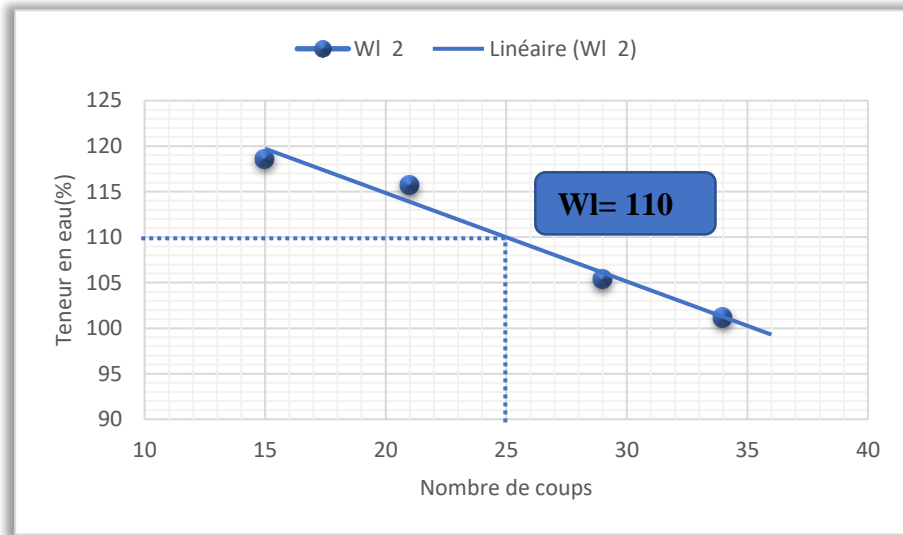


Figure III-3- courbe et valeurs de limite liquidité d'essai N°2.

Tableau III-11- la valeur de plasticité d'essai N°2.

Tare	1	2	3	4
W (%)	46,51	56,48	49,04	45,91
WP	49.49			

Indice de plasticité : $IP=WL-WP= 60.51$.

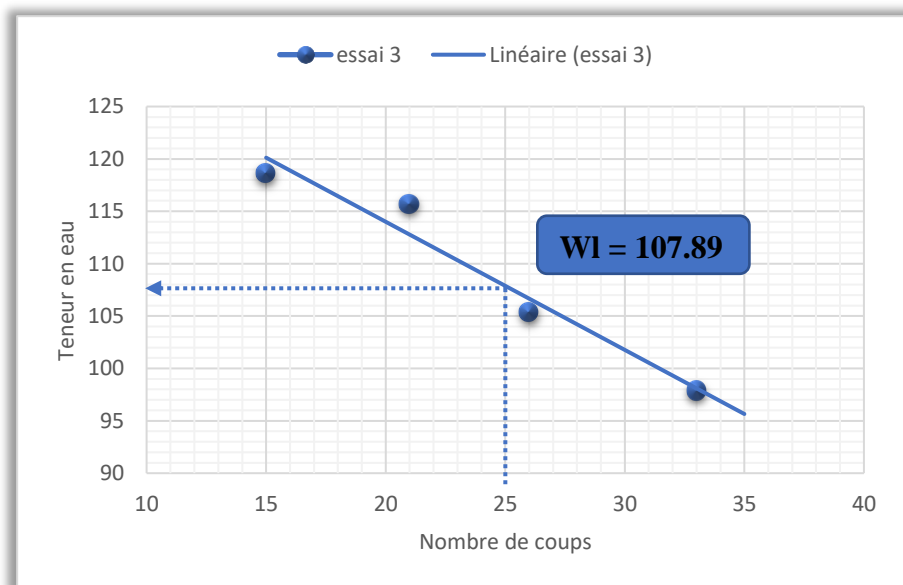


Figure III-4- courbe et valeurs de limite de liquidité d'essai N°3.

Tableau III-12- la valeur de limite de plasticité d'essai N°3.

Tare	1	2	3	4
W (%)	41,11	50,11	43,34	40,69
WP	43.81			

Indice de plasticité : $IP=WL-WP= 64.07$.

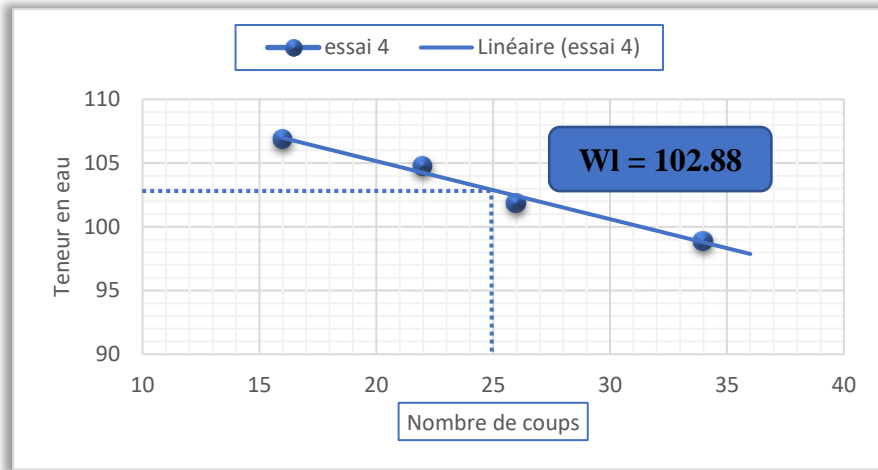


Figure III-5- courbe et valeurs de limite de liquidité d'essai N°4.

Tableau III-13- la valeur de limite de plasticité d'essai N°4.

Tare	1	2	3	4
W (%)	44,96	43,94	43,33	41,84
WP	43.52			

Indice de plasticité : $IP=WL-WP= 59.36$.

Le tableau (III-14) présente la récapitulation des résultats des séries d'essais de limites d'Atterberg.

Tableau III-14 : Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg.

<i>Essai N°</i>	<i>W_L (%)</i>	<i>W_p (%)</i>	<i>I_p (%)</i>
1	108,20	43,93	64,27
2	110,00	49,49	60,51
3	107,89	43,81	64,07
4	102,88	43,52	59,36
La Moyenne	107,24	45,19	62,05

III-2-3 Essai au bleu de méthylène :

On a réalisé Trois (3) essais au bleu de méthylène, les résultats obtenus sont repris dans le tableau (III-15) :

Tableau III-15 : Résultats des paramètres tirés de l'essai au bleu à la tache.

	Masse du sol (g)	Volume de la solution (cm ³)	VBS (g/cm ³)	La surface spécifique(m ² /g)
Essai 1	30.00	370.00	12.33	259.00
Essai 2	30.00	345.00	11.50	241.50
Essai 3	30.00	360.00	12.00	252.00
Moyenne		358.33	11.94	250.83

Tableau III-16- Caractéristiques d'identification du sol témoin étudié.

Paramètres	Symbole	Unités	Valeurs
Limite de liquidité	WL	%	107,24
Limite de plasticité	Wp	%	45,19
Indice de plasticité	IP	%	62,05
Eléments inférieurs à 80 μ		%	97.84
Eléments inférieurs à 2 μ	C _{2μm}	%	62.00
Activité de la fraction argileuse	Ac		1.19
Valeur du bleu de méthylène	VBS	g/cm ³	11.94
la surface spécifique	SST	(m ² /g)	250.83

III-3- Les essais mécaniques :

III-3-1-Essai Proctor modifié :

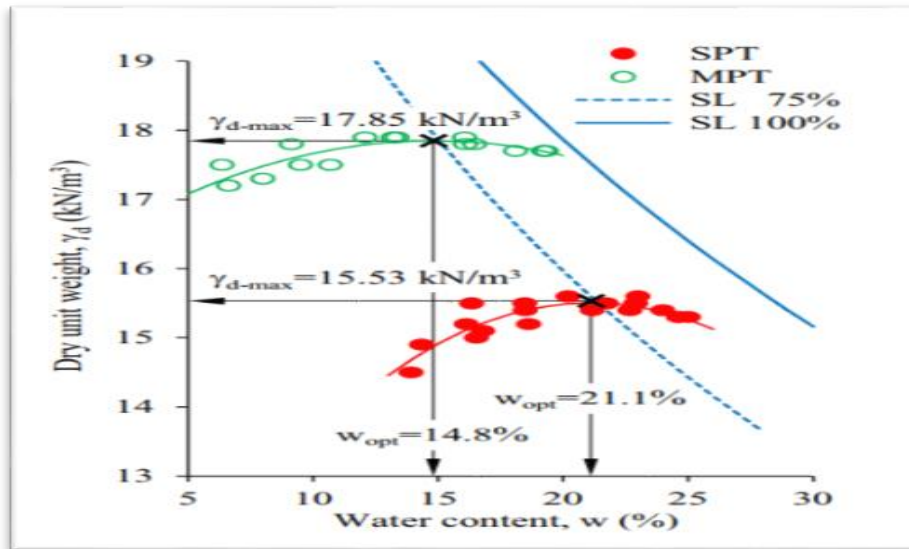


Figure III-6- Courbes d'essais Proctor (Khemissa et al ; 2018).

La teneur en eau à l'optimum Proctor modifié $W_{optm}=14.8\%$ et la masse volumique sèche à l'optimum Proctor modifié $\gamma_{dmax}= 17.85kN/m^3$.

III-3-2-Essai C.B.R immédiat et après imbibition :

Deux séries d'essais ont été réalisées, la première pour l'essai C.B.R immédiat et la deuxième pour l'essai C.B.R après imbibition.

a-C.B.R immédiat :

Le tableau (III-17) présente les valeurs des forces de pénétration on fonction des enfoncements et L'indice C.B.R immédiat d'un éprouvette témoin confectionnée aux caractéristique optimums Proctor modifie.

Tableau III-17 : Résultats de l'essai C.B.R immédiat N° (1+2+3).

Temps (min)	Enfoncement (mm)	Forces de pénétration (KN)			
		Essai 1	Essai 2	Essai 3	Moyenne
0.5	0.625	3,524	4,607	4,310	4,15
1	1.25	7,008	7,572	6,811	7,13
1.5	2	9,147	10,067	8,768	9,33
2	2.5	10,009	10,682	9,569	10,09
4	5	12,745	12,399	12,150	12,43
6	7.5	14,068	13,482	13,777	13,78
8	10	14,908	14,386	15,012	14,77

Le tableau (III- 18) résume les résultats des essais du C.B.R immédiat effectués sur

le sol témoin étudié :

Tableau III-18 : Récapitulatif des résultats des essais C.B.R immédiat.

	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Moyenne
CBR Index (2.5):	74,974	80,015	71,678	75,581
CBR Index (5.0):	63,949	62,213	60,963	62,368

Les courbes des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette témoin

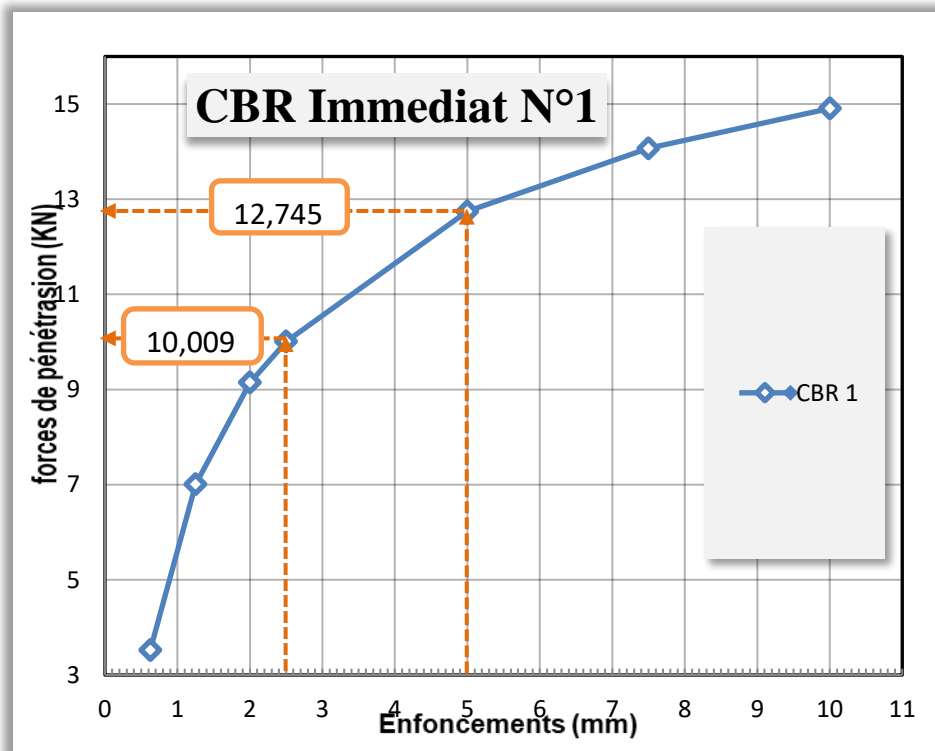


Figure III- 7- Courbe d'essai C.B.R immédiat N°1.

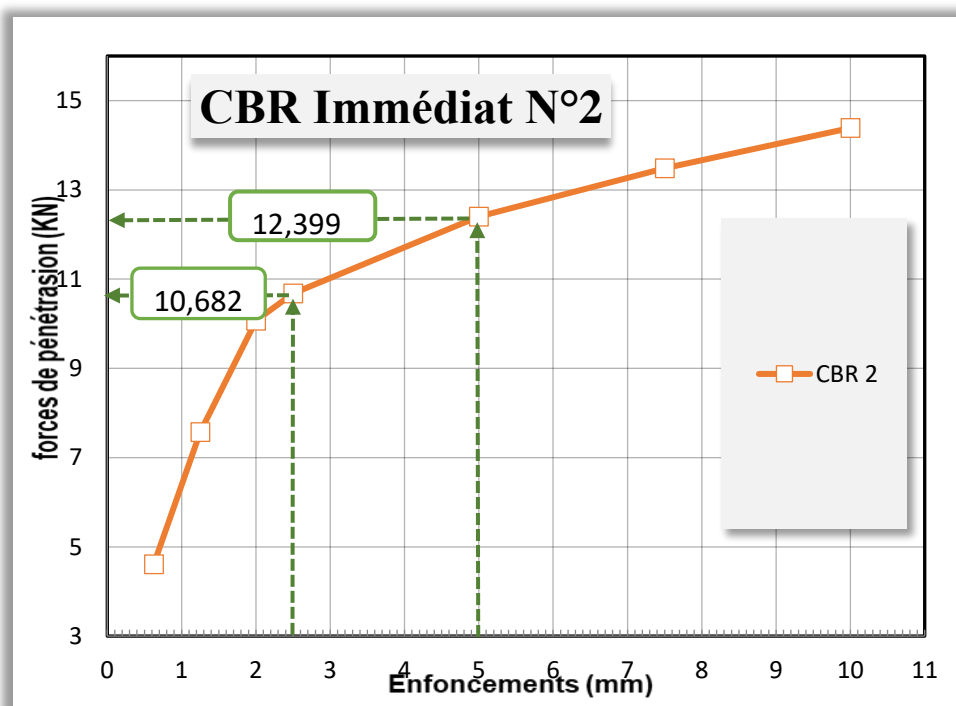


Figure III- 8- Courbe d'essai C.B.R immédiat N°2.

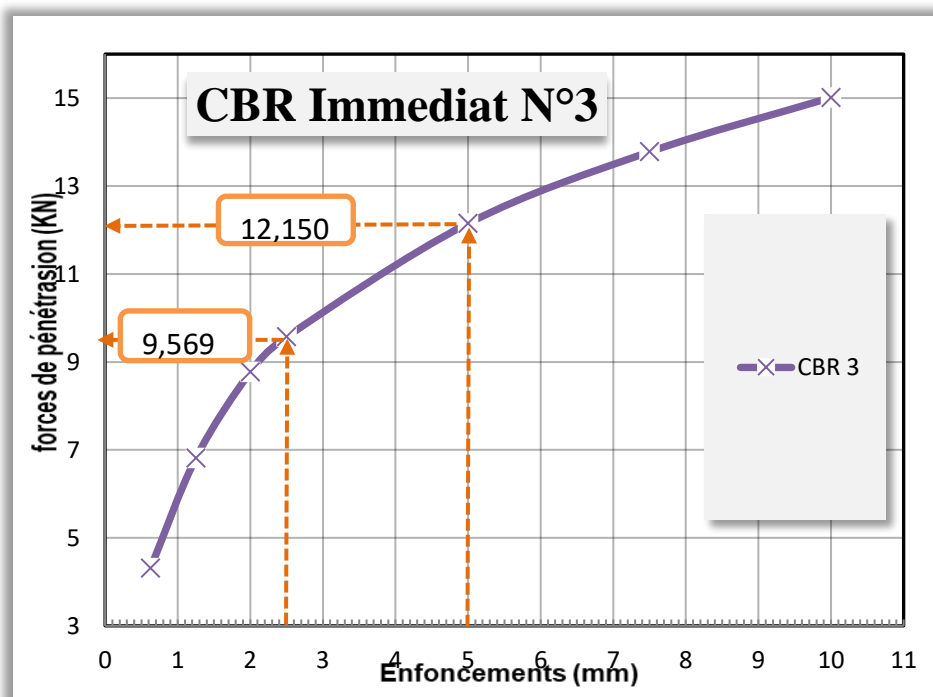


Figure III- 9- Courbe d'essai C.B.R immédiat N°3.

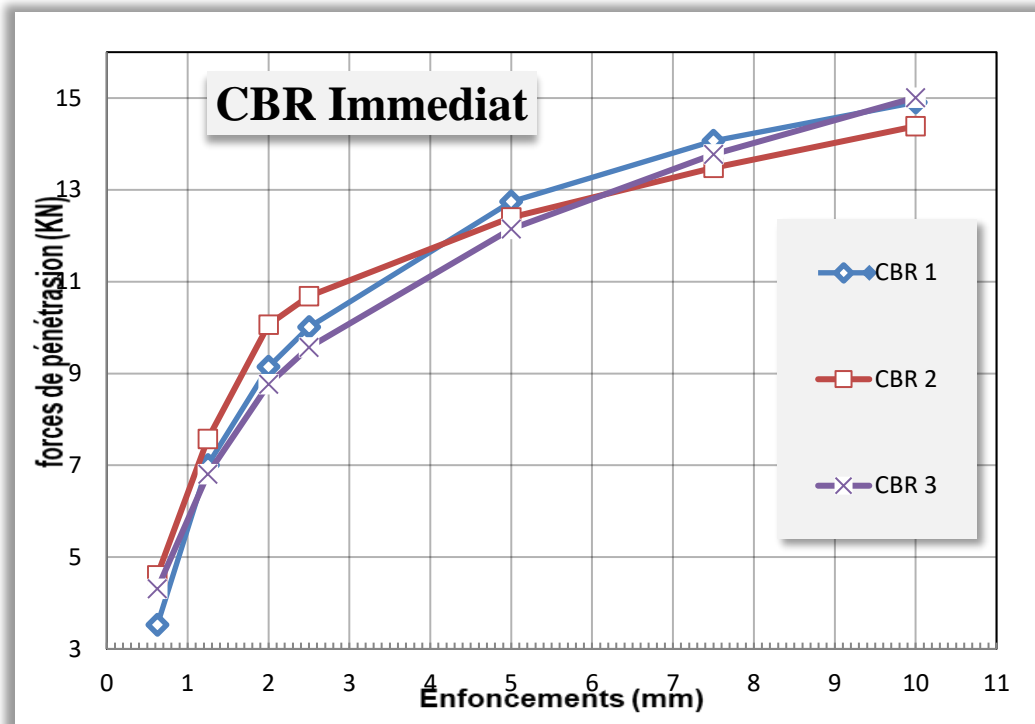


Figure III- 10- Courbes des essais des C.B.R immédiat.

L'indice C.B.R immédiat maximum recherché qui correspond à l'indice de 2.5 mm d'enfoncement est égale à **75.581%**.

b- Essai C .B.R après imbibition :

Le tableau (III-19) présente les valeurs des forces de pénétration on fonction des enfoncements et l'indice C.B.R imbibition (04 jours) d'un éprouvette témoin confectionnée aux caractéristique optimums Proctor modifie.

Tableau III-19 : Résultats de l'essai C.B.R imbibition N°(1+2+3).

Temps(min)	Enfoncement(mm)	Forces de pénétration (KN)			
		Essai 1	Essai 2	Essai 3	Moyenne
0.5	0.625	0,123	0,282	0,171	0,192
1	1.25	0,282	0,338	0,185	0,268
1.5	2	0,322	0,391	0,190	0,301
2	2.5	0,360	0,423	0,226	0,336
4	5	0,504	0,501	0,335	0,447
6	7.5	0,718	0,898	0,552	0,723
8	10	1,065	1,280	0,976	1,107

Le tableau (III- 20) résume les résultats des essais du C.B.R imbibition. effectués sur le sol témoin étudié :

Tableau III-20: valeur de l'indice C.B.R. après imbibition.

	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Moyenne
CBR Index (2.5):	2,697	3,169	1,693	2,517
CBR Index (5.0):	2,529	2,514	1,681	2,243

Le tableau (III-21) résume les valeurs du gonflement linéaire g(%) après imbibition.

Tableau III-21 valeur du gonflement linéaire g(%) après imbibition.

Le gonflement linéaire G%	4,69	5,24	4,1
Moy	4.67		

Les courbes des forces de pénétration en fonction des enfoncements de l'éprouvette témoin.

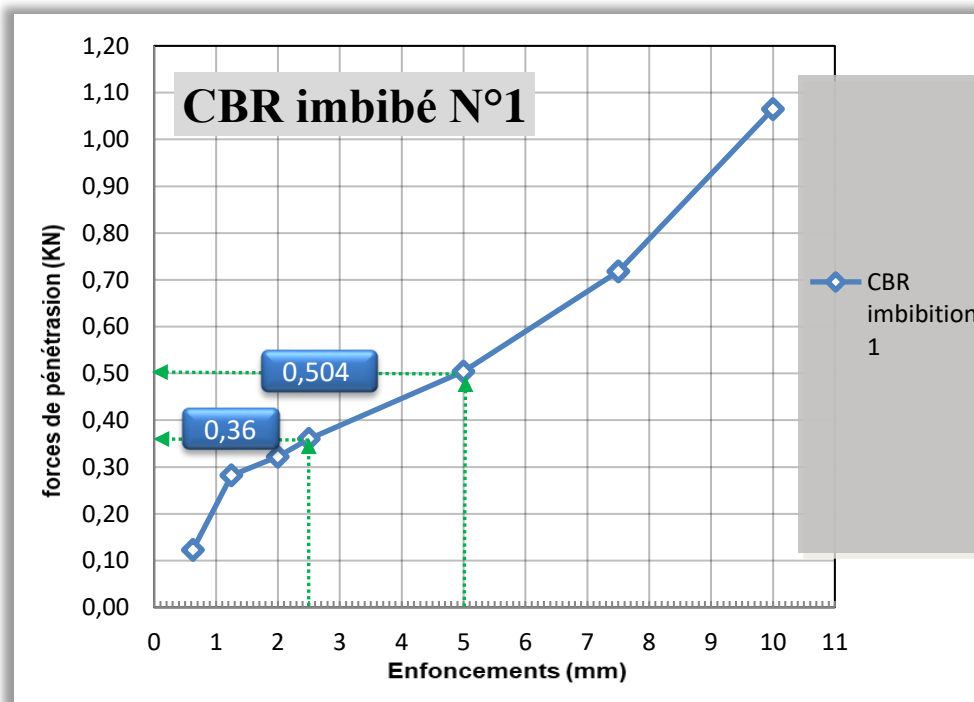


Figure III- 11- Courbe d'essai de C.B.R imbibition N°1.

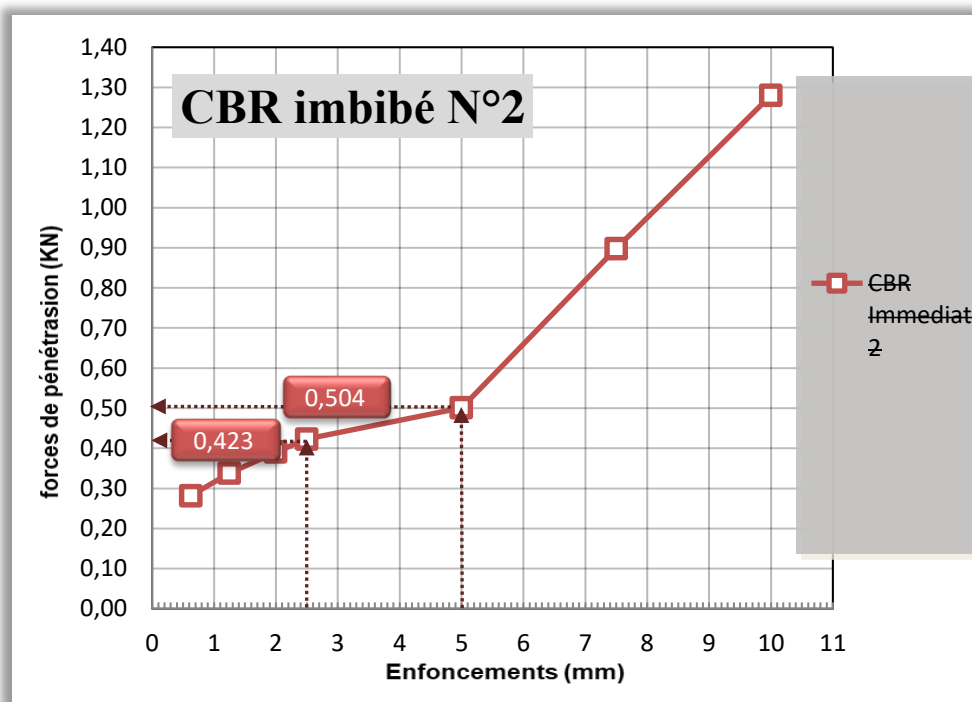


Figure III- 12- Courbe d'essai de C.B.R imbibition N°2.

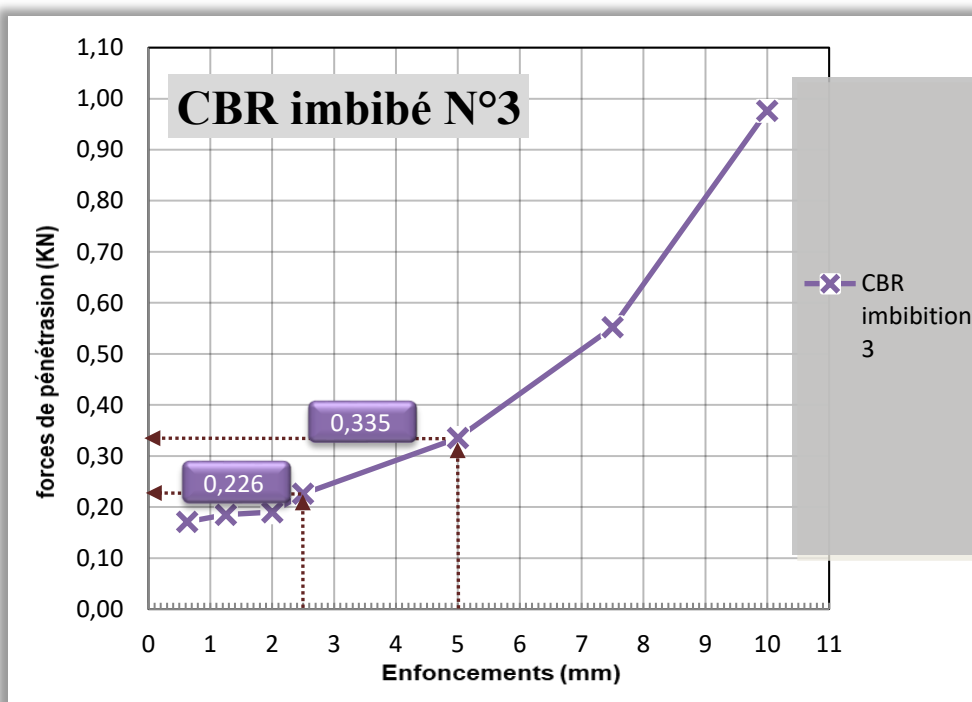


Figure III- 13- Courbe d'essai de C.B.R imbibition N°3.

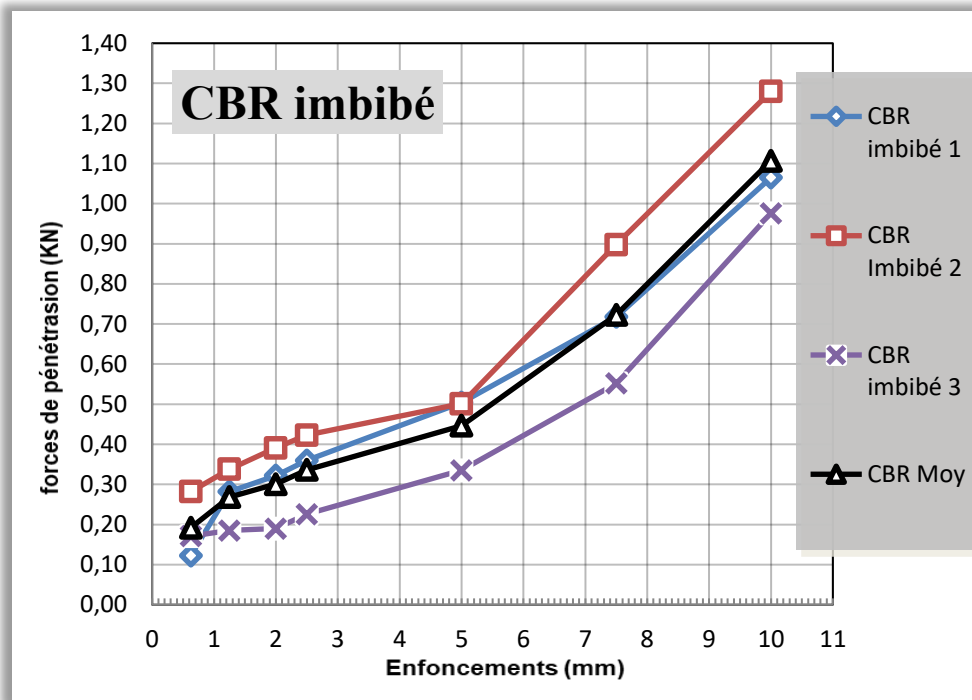


Figure III -14 Courbes des essais de C.B.R imbibition.

L'indice C.B.R imbibition maximum recherché qui correspond à l'indice de 2.5 mm défoncement est égal à **2,517 %** et un taux de gonflement linéaire égal **4.67 %**.

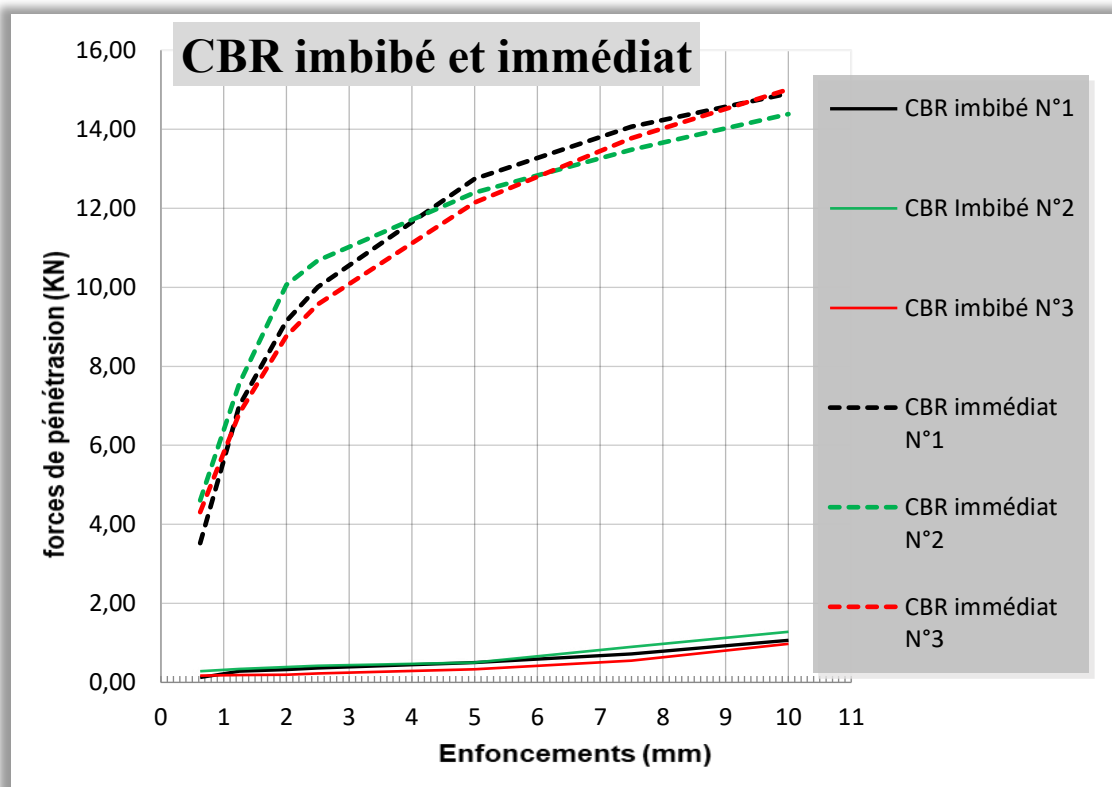


Figure III -15- Courbes des essais des C.B.R imbibition.

III-3-3 Essais de gonflement à l'œdomètre :

•Méthode du CEBTP :

Les courbes de gonflement (e , $lg\sigma$) et de cinétique de gonflement ($\Delta H/H_0$, lgt) sont présentées sur les figures (III-16. III-17. III-18. III-19) Les valeurs de la pression de gonflement σ_g et de l'amplitude de gonflement ε_g déterminées pour chaque essai et leurs valeurs moyennes sont présentées dans le tableau (III-22). Les valeurs de $c\alpha_s$ et t_{100} sont présentées dans le tableau (III-23).

Tableau III-22 Résultat des essais de gonflement par la méthode du CEBTP.

Essai N°	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	e_0	ε_g (%)	σ_g (kPa)
1	17.8	1.0975	14.8	0.7929	21.4	450
2	18.2	1.1023	14.8	0.7037	30	595
Moyenne	18.0	1.0999	14.8	0.7483	25.7	522.5

Tableau III-23 Valeurs de $c\alpha_s$ et t_{100} déterminées par la méthode du CEBTP.

Essai N° 01			Essai N° 02		
σ (kPa)	t_{100} (min)	$c\alpha_s$	σ (kPa)	t_{100} (min)	$c\alpha_s$
5.1	1700	0,0291	5.1	2000	0,0496

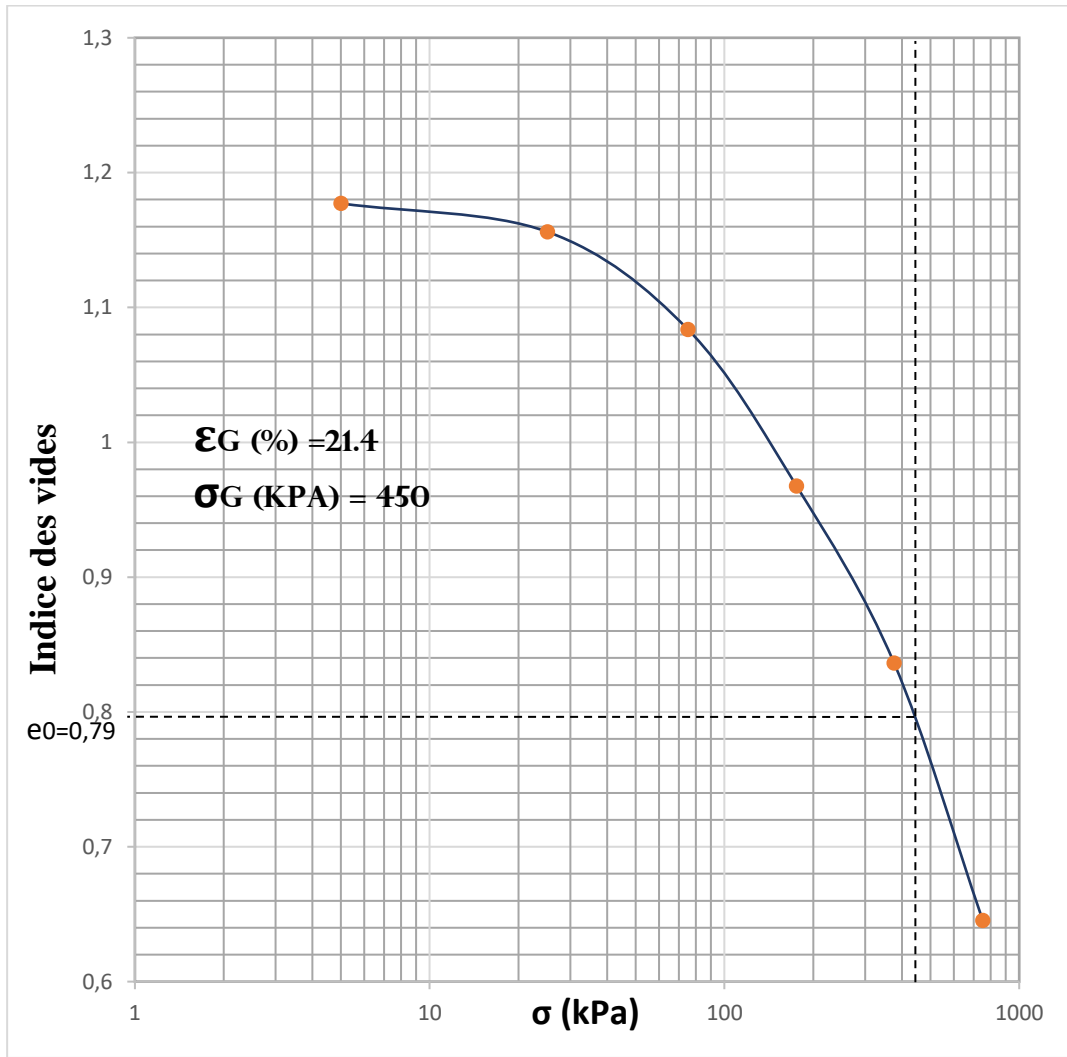


Figure III-16 Essai de gonflement N°1 (méthode du CEBTP).

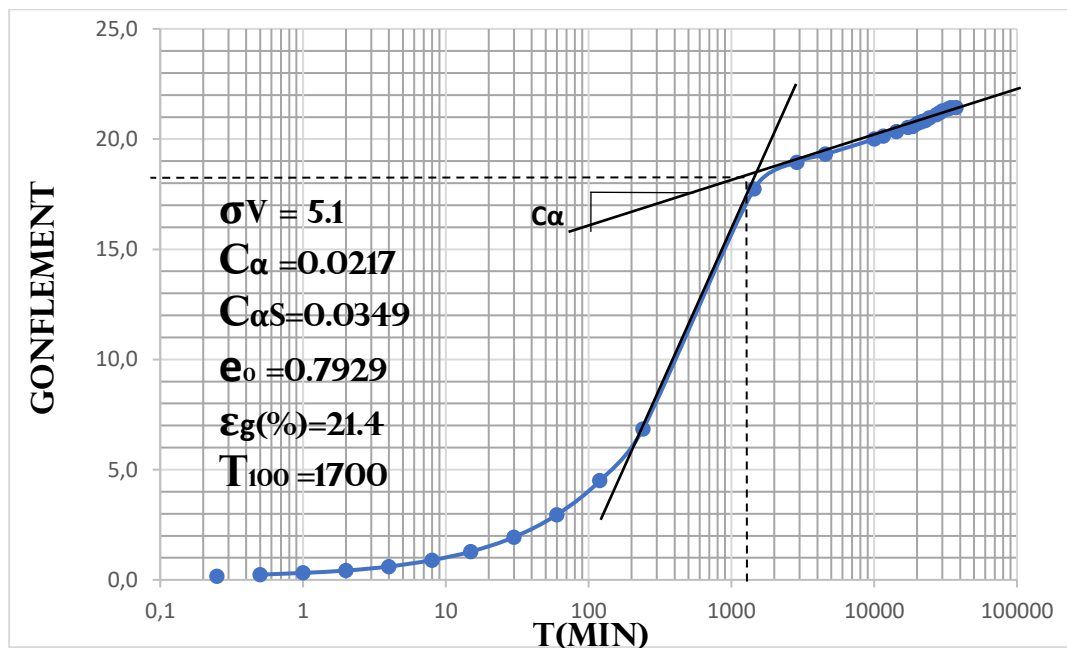


Figure III-17 Essai de gonflement N°1 $\Delta H/H_0$ on fonction de $\log t$ (méthode du CEBTP)

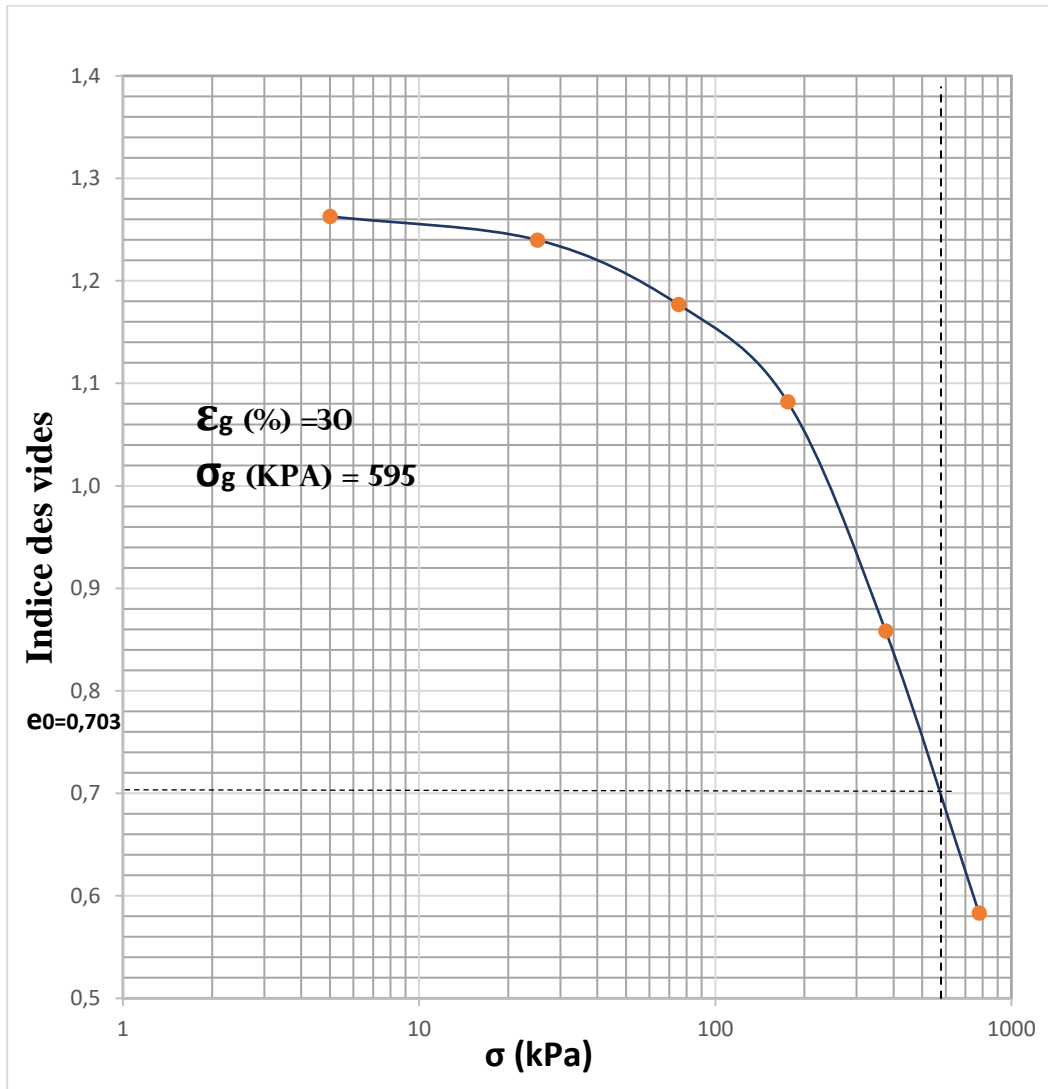


Figure III-18 : Essai de gonflement N° 2 (méthode du CEBTP).

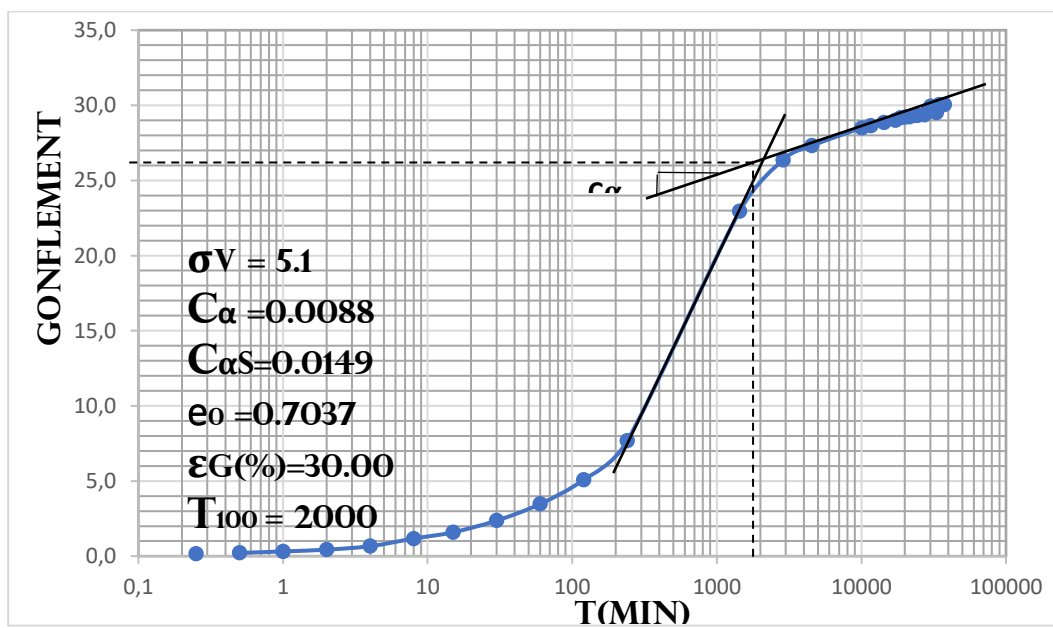


Figure III-19 : Essai de gonflement N° 2 $\Delta H/H_0$ on fonction de $\log t$ (méthode du CEBTP).

Les valeurs des paramètres de gonflement dépendent fortement de la méthode d'essai considérée. Les valeurs de la pression de gonflement σ_g sont comprises entre **450** et **595** kPa avec une valeur moyenne de **522.5** pour la méthode du CEBTP. L'amplitude de gonflement ε_g varie très largement d'un échantillon à l'autre comme la pression de gonflement, entre **21.426%** et **30.042%** avec une valeur moyenne de **25.734%** pour la méthode du CEBTP.

III-3-4 Essais de compressibilité œdométriques :

Les courbes de compressibilité ($e, 1g \sigma'$), de perméabilité ($e, 1g k_v$) et de consolidation ($\Delta h, t$) et ($\Delta h, 1g t$) sont présentées sur les figures III-20 à III-27. Le tableau III-24 présente les paramètres de compressibilité et de consolidation déterminés par la méthode d'essais LPC (Magnan et al., 1985) On notera que :

- les indices de gonflement CS et de compression CC et la pression de préconsolidation σ'_p ont été déterminés graphiquement conformément aux indications de méthodes d'interprétation considérées. L'indice des vides en place e_0 a été estimé sur les courbes de compressibilité pour une contrainte verticale égale à la pression effective des terres en place ;

- le module œdométrique $E_{oed} = \Delta\sigma' / (\Delta h_{100} / h_0)$, défini par le rapport de l'incrément de contrainte correspondant à un palier de chargement donné au tassement obtenu après achèvement de la consolidation primaire, c'est-à-dire pour $\Delta h_{100} = \Delta h(t = t_{100})$ où t_{100} représente le temps correspondant à 100 % de consolidation primaire et h_0 la hauteur initiale de l'éprouvette ;

- les coefficients de consolidation c_v ont été déterminés au moyen de la relation Taylor

$$c_v = \frac{0.848 \times d^2}{60 \times t_{90}}$$

Dans laquelle t_{90} désigne le temps, exprimé en minutes, correspondant à 90 % de consolidation primaire (la distance de drainage étant égale à 10 mm) ;

- le coefficient de perméabilité verticale est relié au module œdométrique E_{oed} et au coefficient de consolidation c_v par la relation suivante :

$$k_v = c_v \frac{\gamma_w}{E_{oed}}$$

Où $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$ désigne le poids volumique de l'eau ;

• le taux de variation du coefficient de perméabilité $C_k = \Delta e / \Delta(\lg k_v)$ et l'indice des vides $e_k = e$ ($k_v = 1 \text{ m/s}$) ont été déterminés sur la droite moyenne $e - \lg k_v$; le coefficient de perméabilité initiale k_{v0} de l'argile en place est lu sur cette même courbe pour un indice des vides égal à l'indice des vides en place e_0 .

Tableau III-24 Résultats des essais de compressibilité œdométriques.

	Essai N°	1	2	Moyenne
Caractéristiques initiales	γ (kN/m ³)	16.1	18.7	17.4
	γ_d (kN/m ³)	10.87	11.06	10.956
	w (%)	15.1	14.7	14.9
Méthode d'essais LPC	C_s	0.067	0.044	0.0555
	C_c	0.182	0.201	0.192
	e_0	0.6665	0.7679	0.7172
	σ'_p (kPa)	1290	1350	1320
	$k_{v0}(10^{-8} \text{ m/s})$	8.5	7.1	7.8

Les courbes de compressibilité, qui indique le tassement total en fonction de logarithme de la contrainte appliquée.

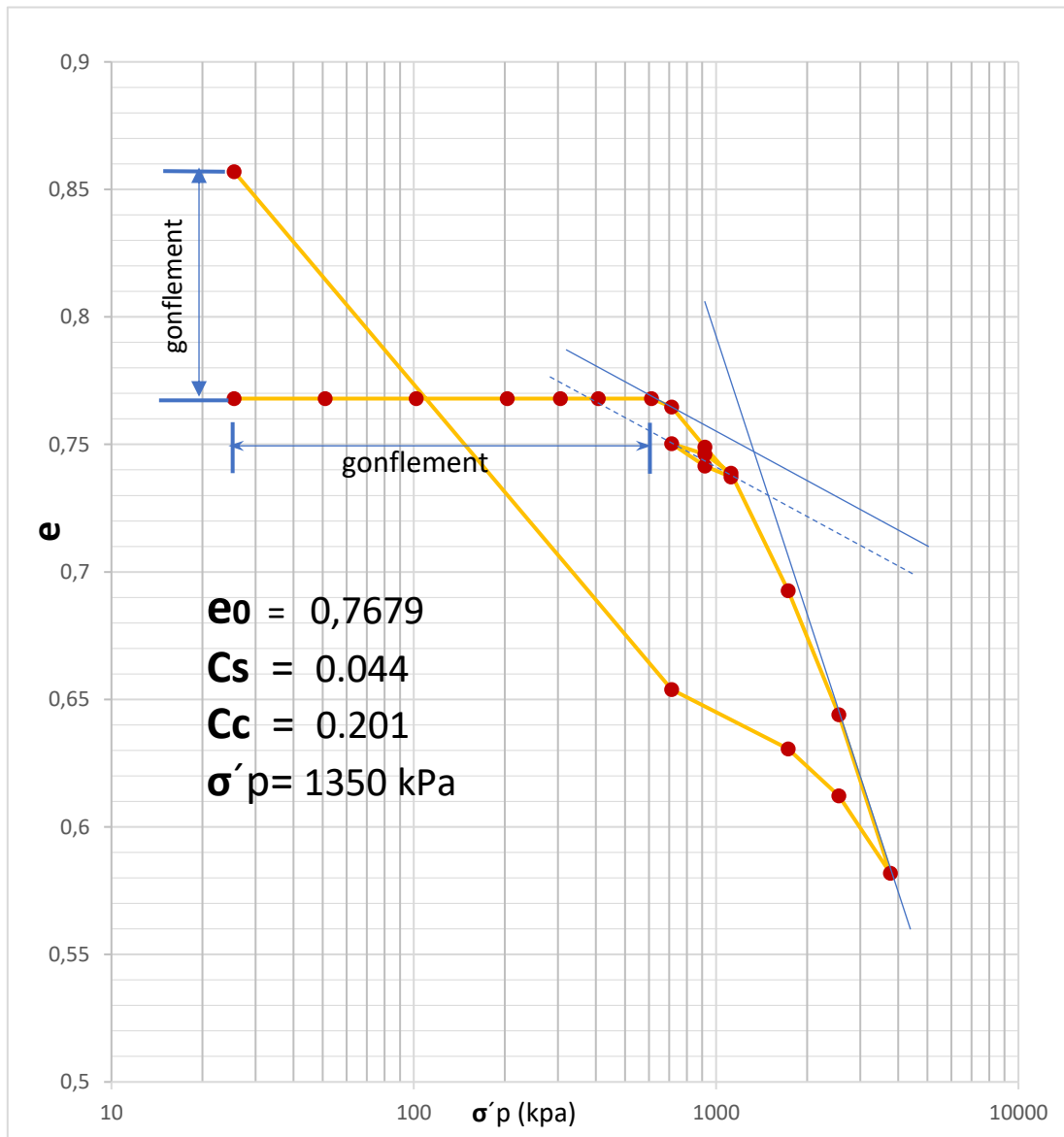


Figure III-20 Courbe de compressibilité (essai n° 1).

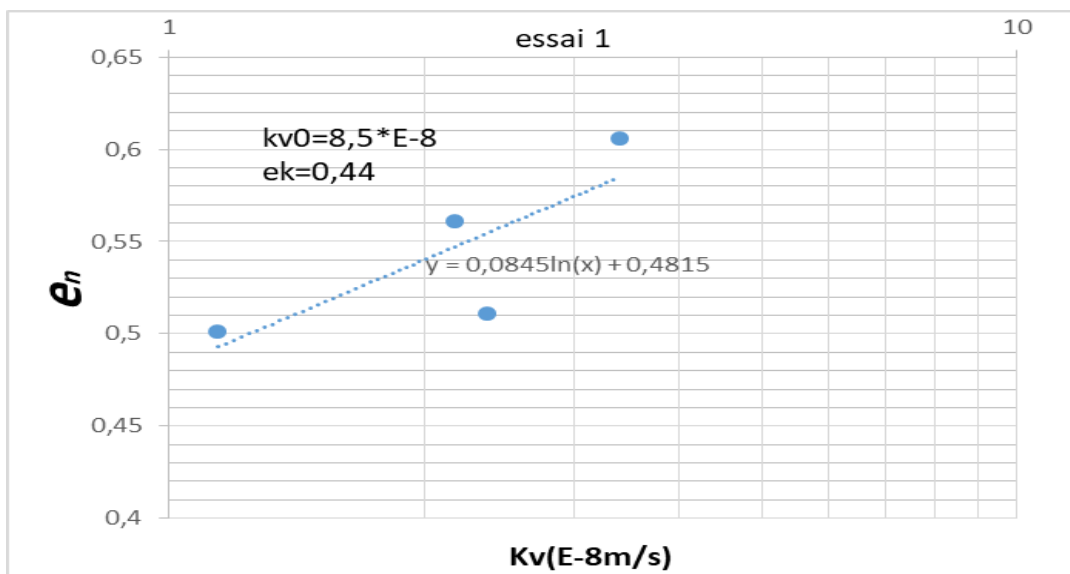


Figure III-21 Courbe de perméabilité.

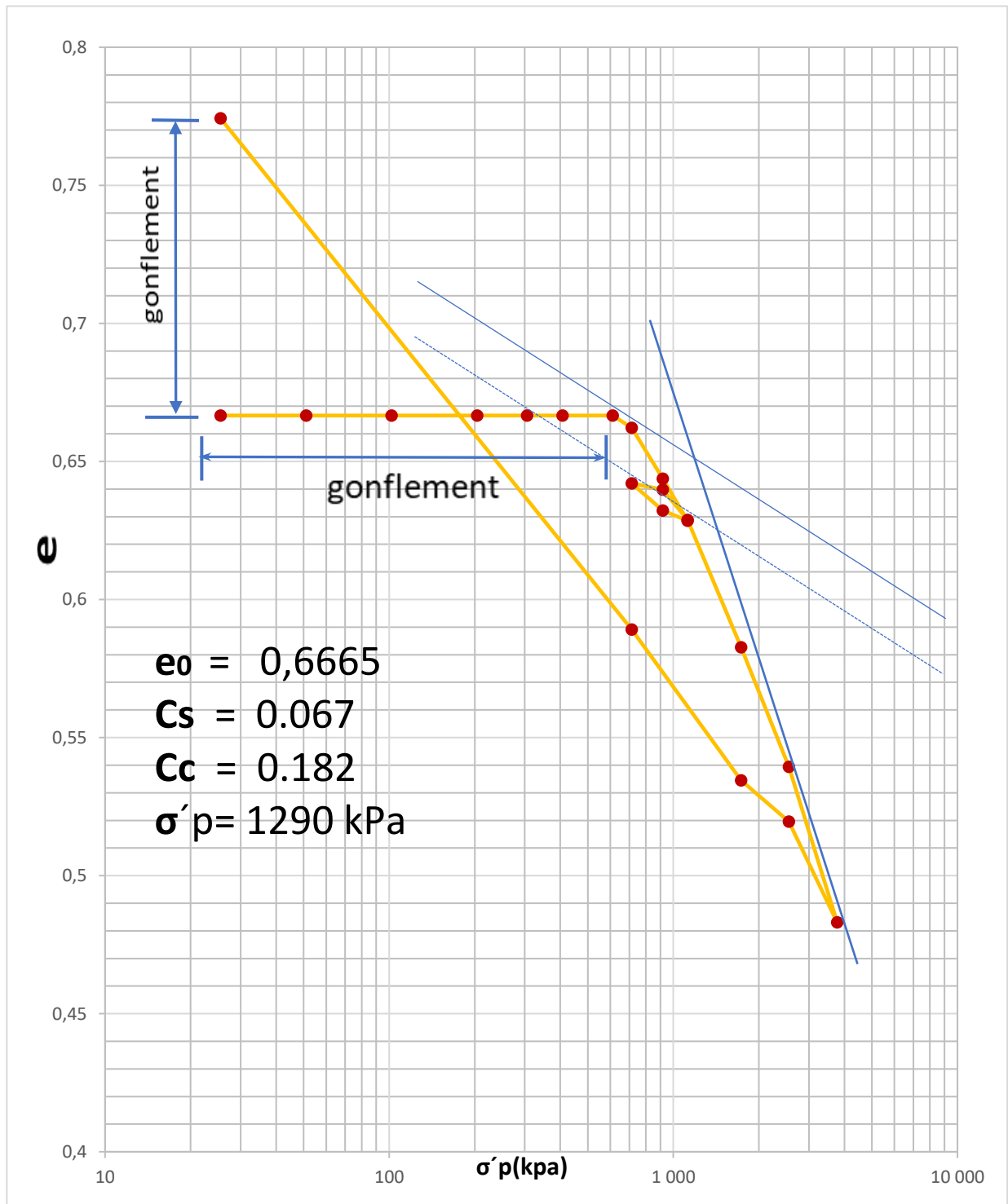


Figure III-22 Courbe de compressibilité (essai n° 2).

Courbe qui représente la méthode de calcul t_{90} (min)

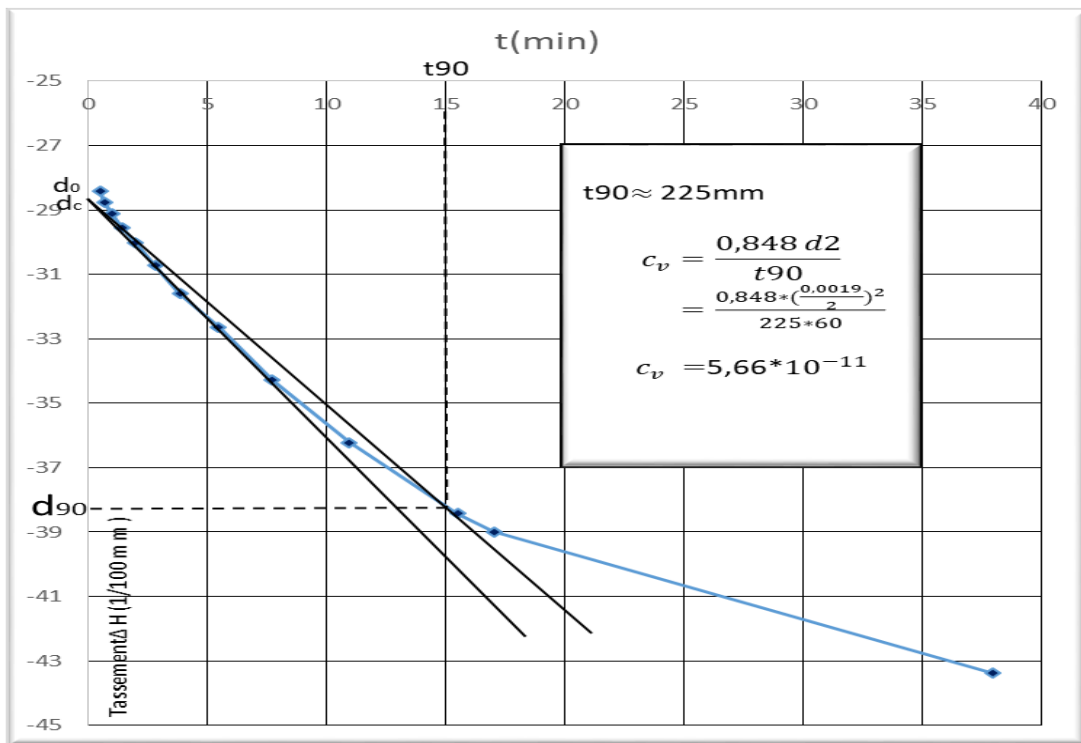


Figure III-23 Courbe de consolidation.

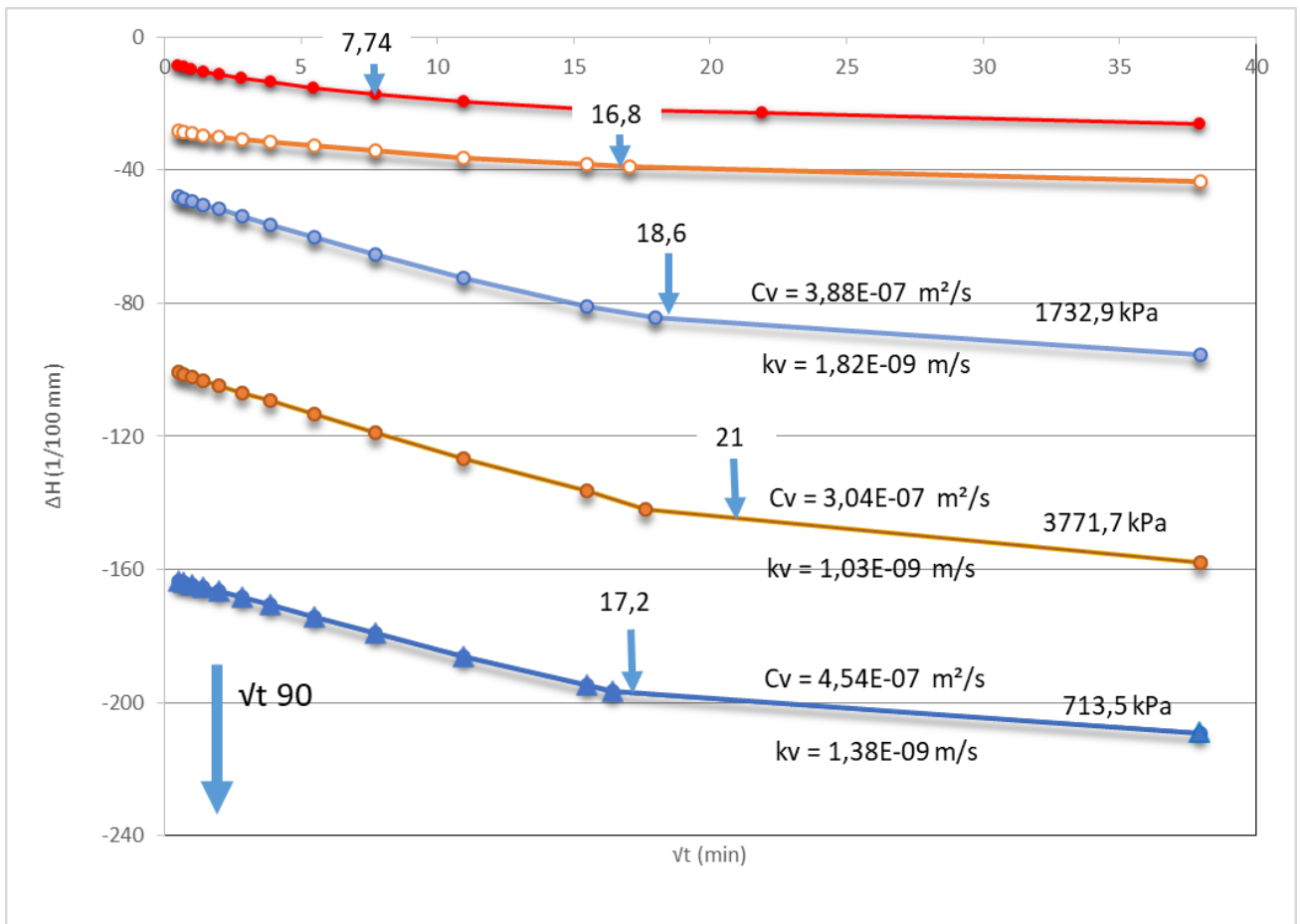


Figure III-24 Courbe de tassement en fonction du temps (\sqrt{t}) (essai n° 1).

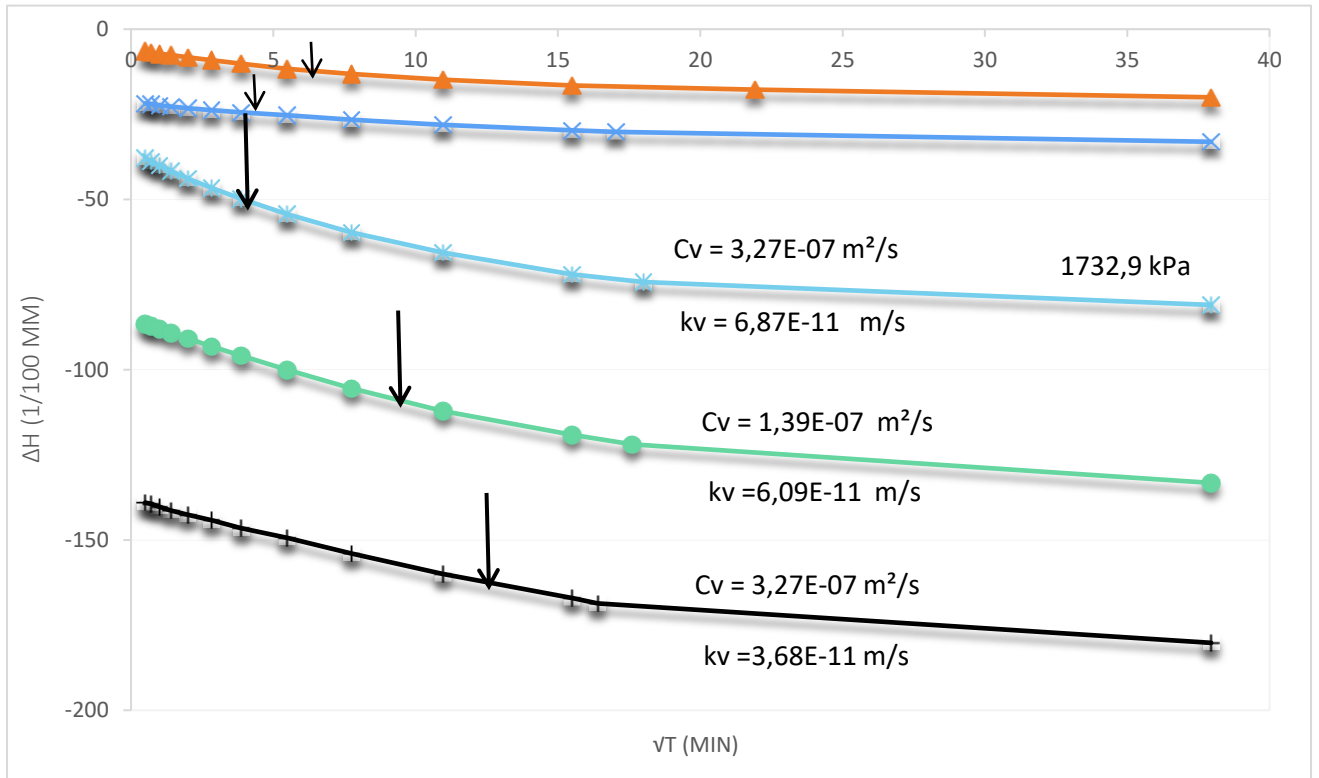


Figure III-25 Courbe de tassement en fonction du temps (\sqrt{t}) (essai n° 2).

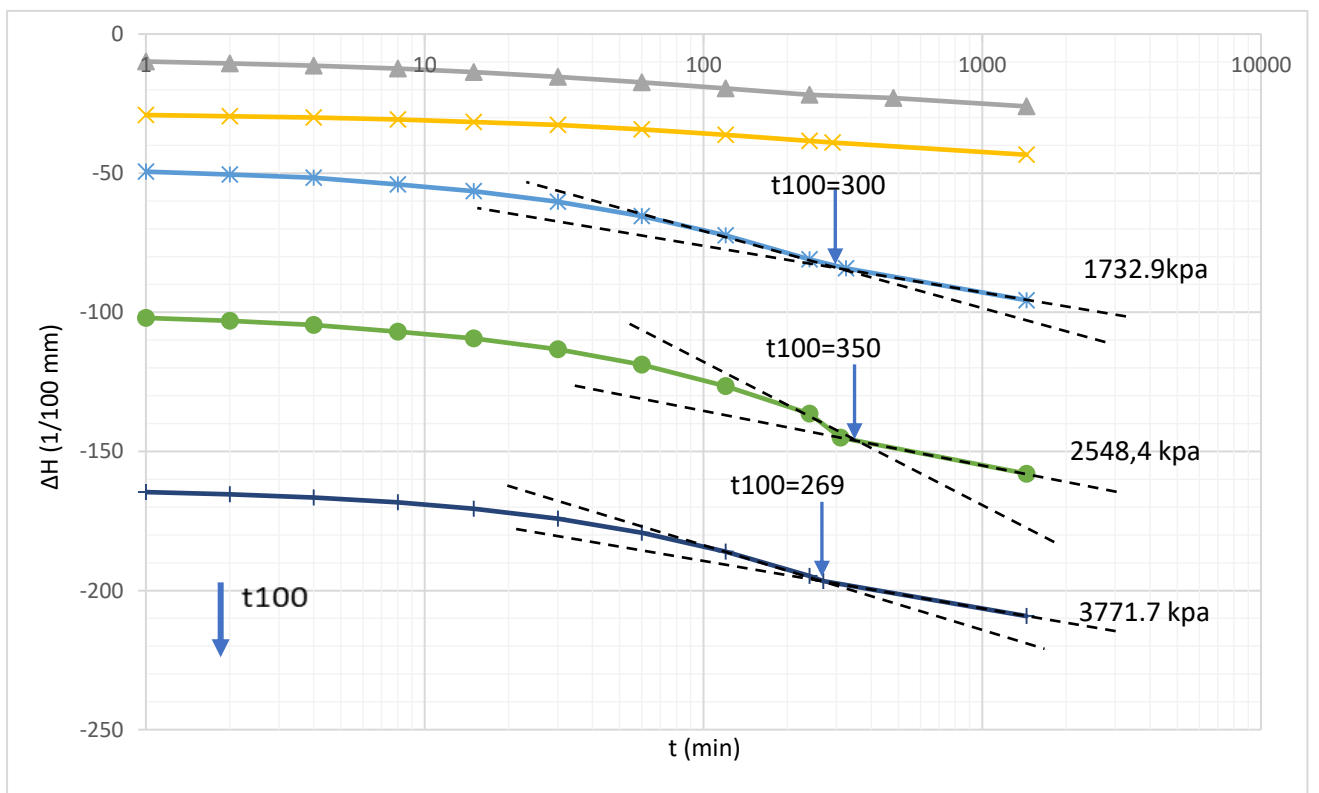


Figure III-26 Courbe de tassement en fonction du temps (log(temps)) (essai n° 1).

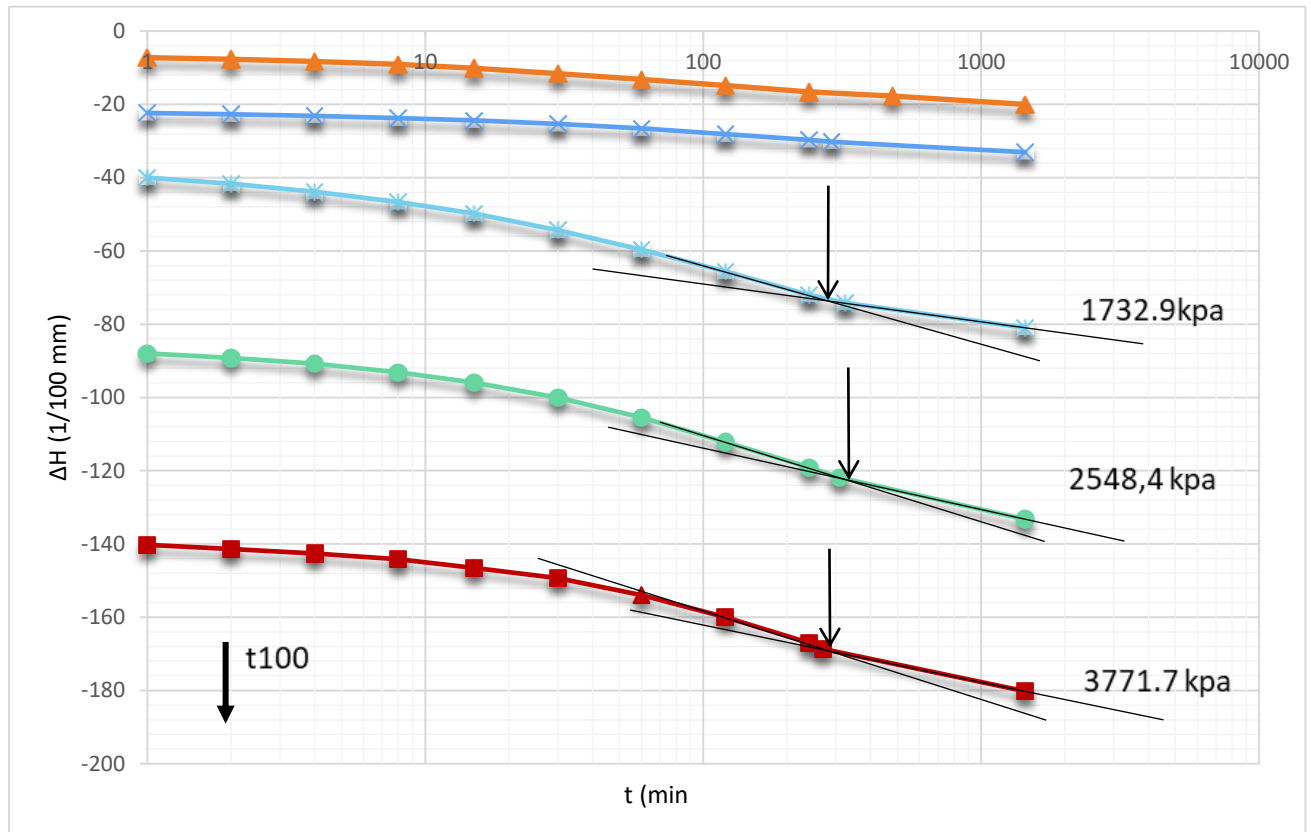


Figure III-27 Courbe de tassement en fonction du temps (log(temps)) (essai n° 2).

II-3-5 Essai de cisaillement direct :

Le tableau (III-25) résume les résultats des essais cisaillement direct effectués sur le sol témoin étudié.

Tableau III-25- Récapitulatif des résultats des essais cisaillement direct.

Sol témoin	C (Kpa)	Φ[°]	τ (Kpa)		
			σ 1 =100 (Kpa)	σ 2 =200 (Kpa)	σ 3 =300 (Kpa)
Echantillon 1	189,30	39.24	290,00	293,88	595,27
Echantillon 2	238,10	32.18	291,11	374,17	480,00
Echantillon 3	257,70	45.52	205,83	422,50	498,61
Moyenne	228,37	38,92	262,31	363,52	524,63

Les courbes des essais cisaillement direct présentées sur les figures (III-28) sol témoin étudié.

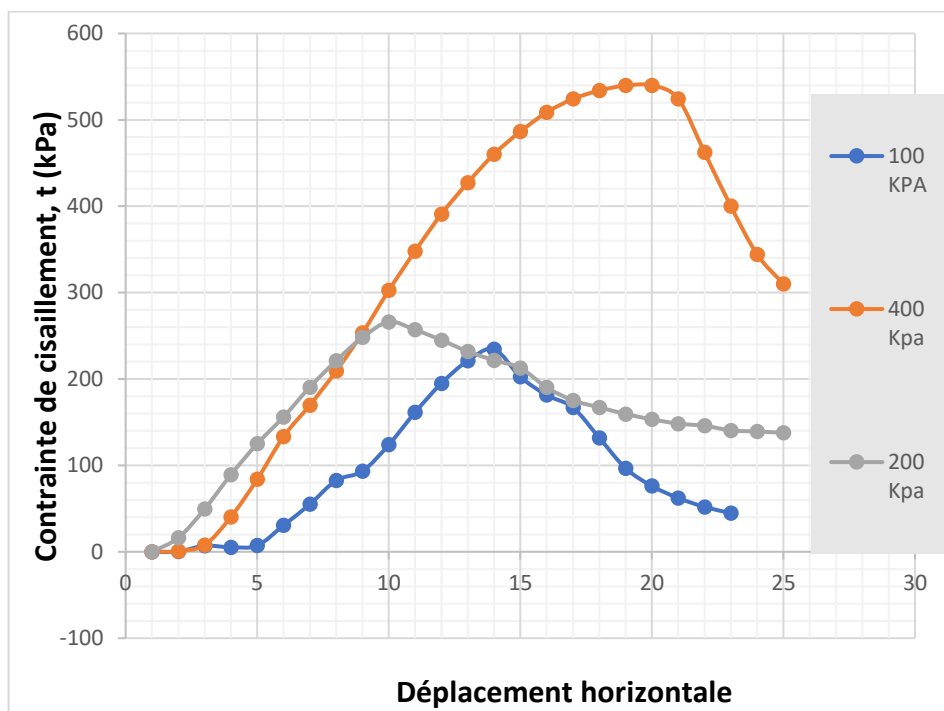


Figure III-28- courbe contrainte/déformation N°1.

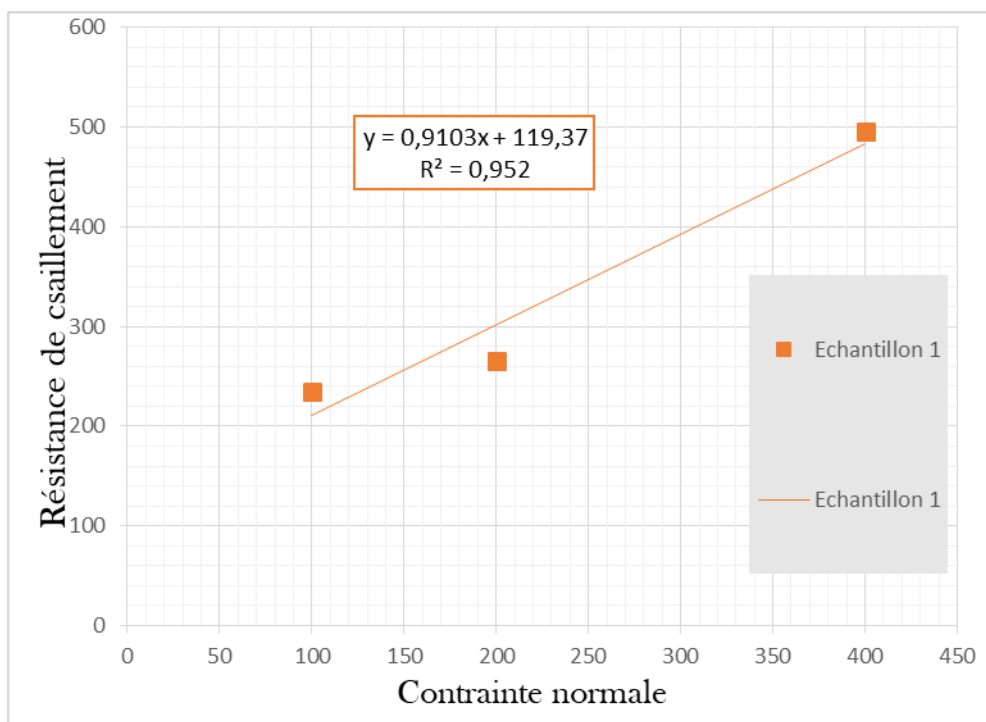


Figure III-29- Courbe d'essai cisaillement direct essai 1.

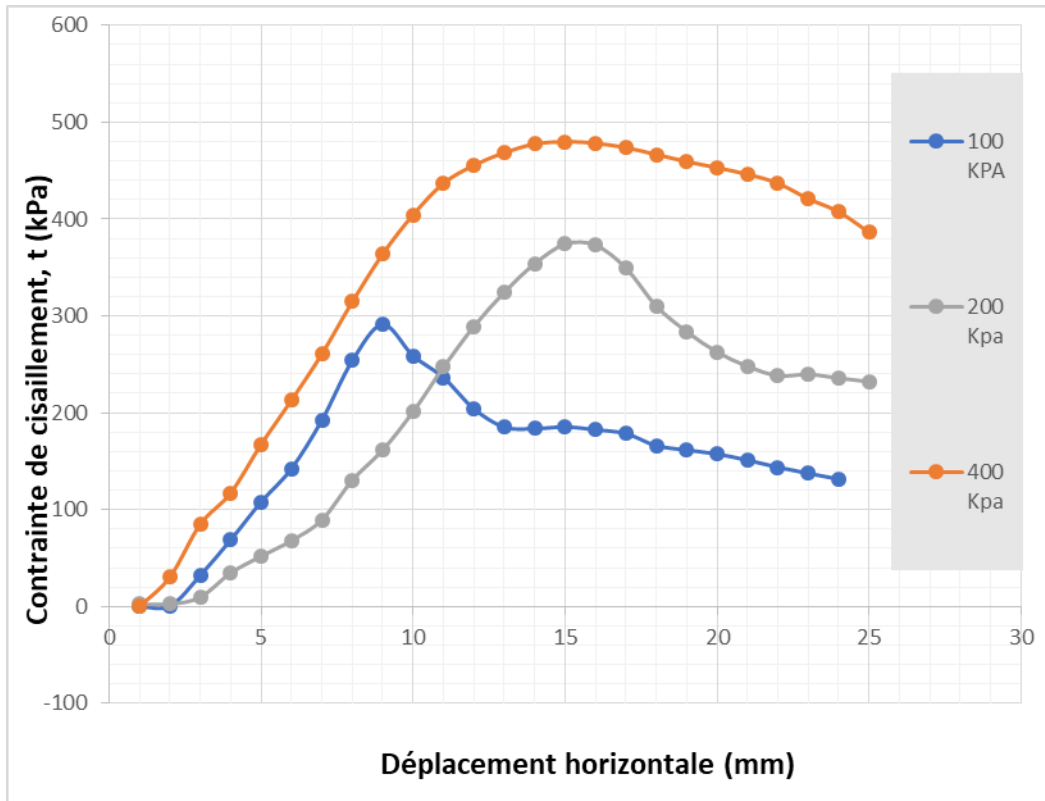


Figure III-30- courbe contrainte/déformation N°2.

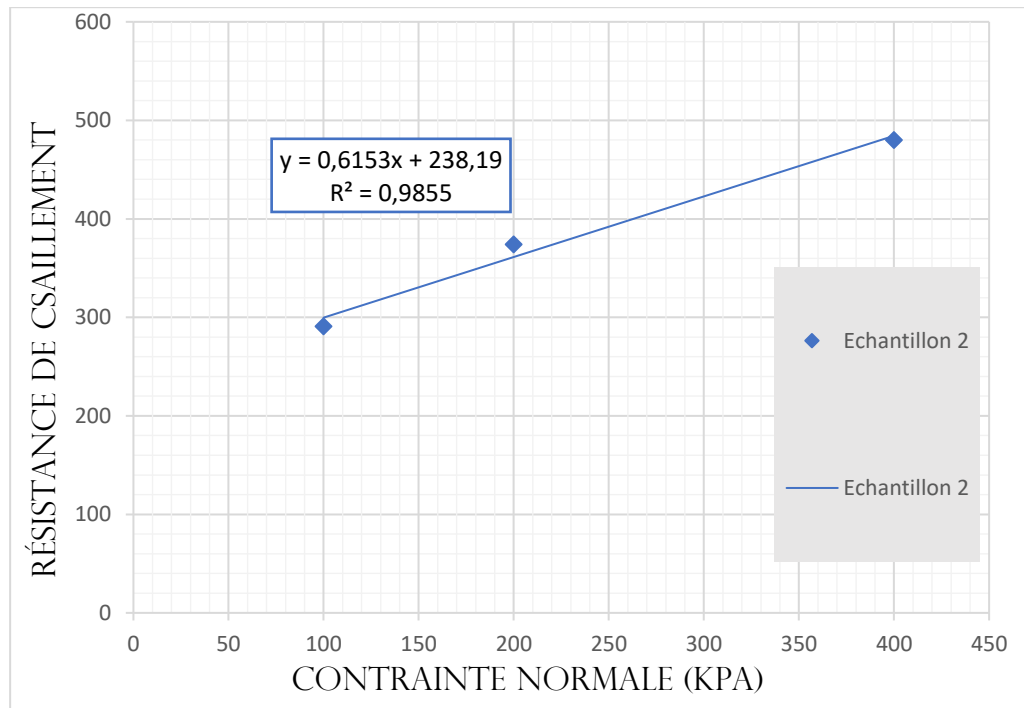


Figure III-31- Courbe d'essai cisaillement direct essai 2.

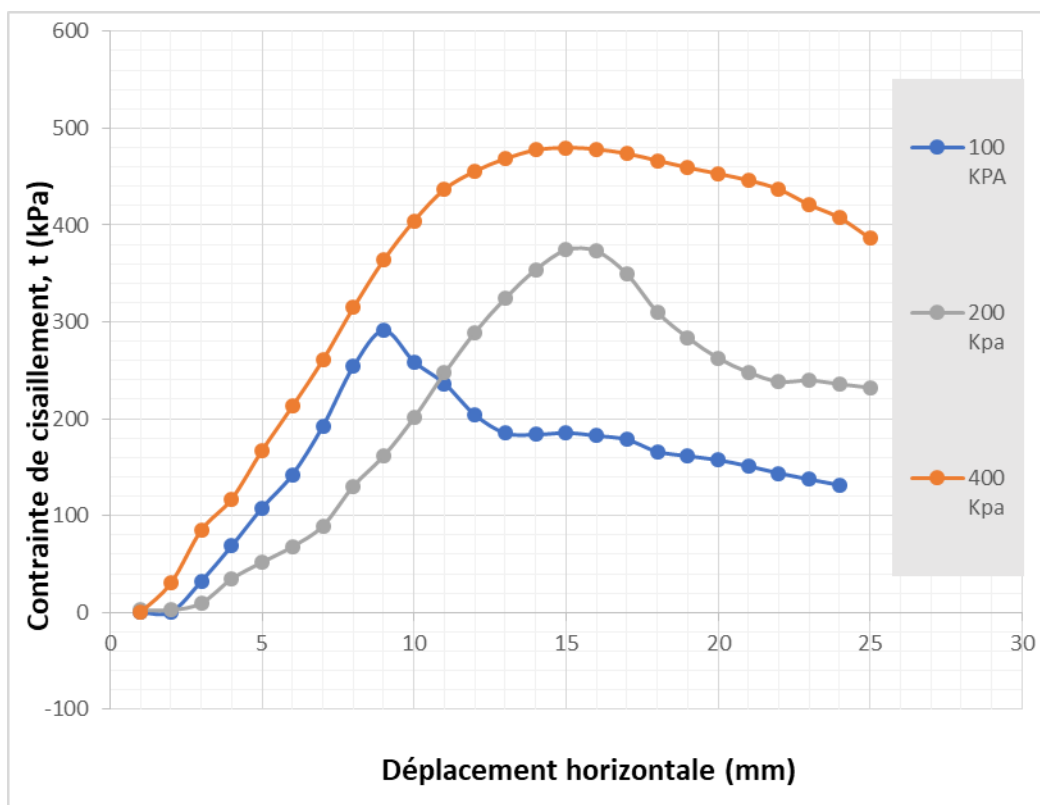


Figure III-32- courbe contrainte/déformation N°3.

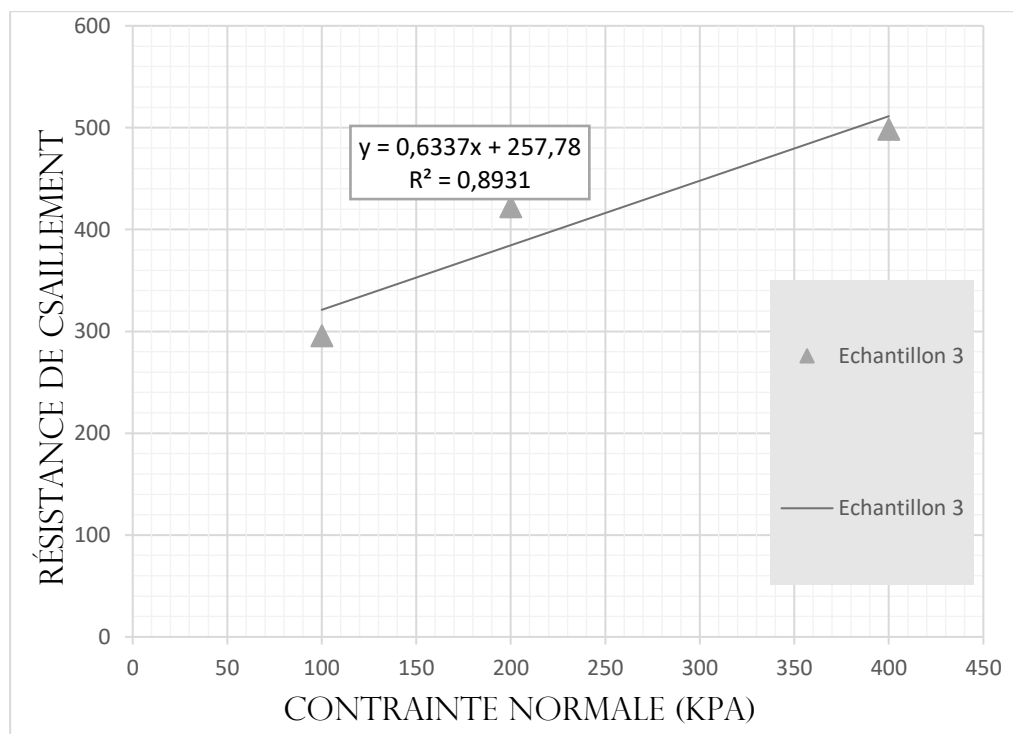


Figure III-33- Courbe d'essai cisaillement direct essai 3.

II-3-6 Essai de compression :

Le temps de séchage est également un paramètre déterminant des caractéristiques de déformabilité et de résistance de l'argile compactée. (Figure III -33) montre l'histogramme de distribution de la résistance à la compression à divers temps de séchage (7, 14 et 28 jours) des échantillons d'argile compactés à la densité Proctor modifiée

Le tableau (III-26) résume les résultats des essais compression effectués sur le sol témoin étudié.

Tableau III-26- Récapitulatif des résultats des essais compression.

Temp	Contrainte appliqué			
	Essai 1	Essai 2	Essai 3	Moy
7 jours	2420	2600	2540	2520
14 jours	4890	4410	4280	4527
28 jours	6020	5950	6010	5993

Les courbes des essais compression présentées sur les figures (III-34) et le moyenne présentées sur les figures (III-35)

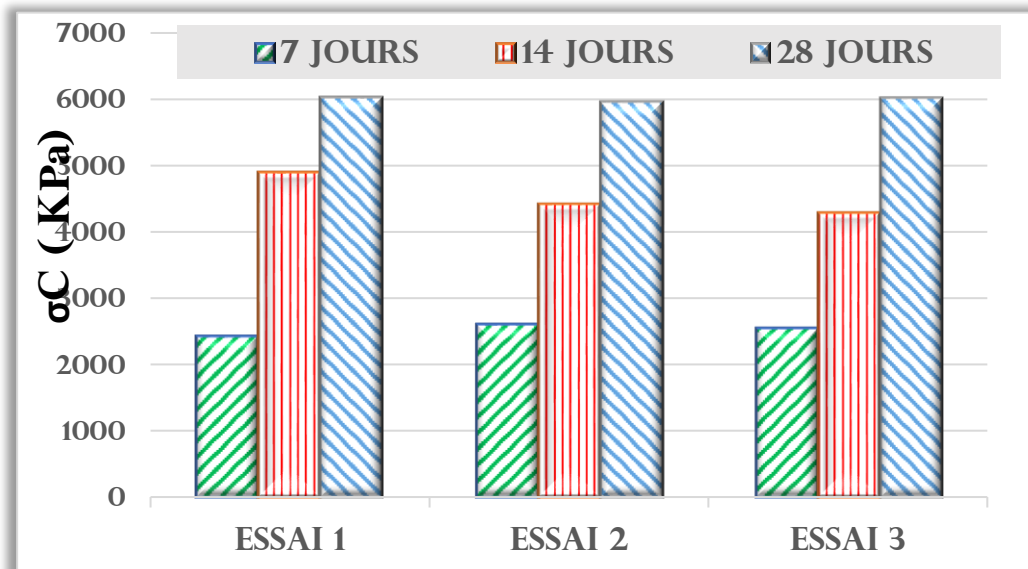


Figure III-34- Courbes des essais de compression.

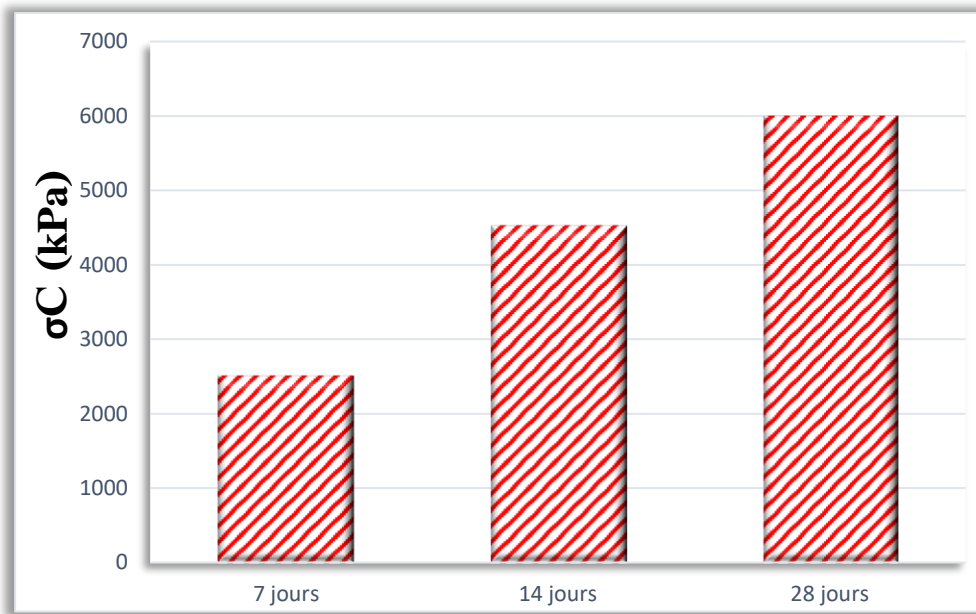


Figure III -35 - Courbes moyenne des essais des compression.

La résistance à la compression de l'argile augmente avec l'augmentation du temps de séchage. On peut supposer que le séchage des éprouvettes s'accompagne d'un rétrécissement du sol.

Ce rétrécissement entraîne un resserrement des grains du sol et, par conséquent, une réduction de son taux de vide, d'où l'augmentation de sa résistance à la compression non confinée.

Il convient de noter que les essais de compression non confinés effectués sur des échantillons de sol le même jour de leur reconstitution ne donnent aucun résultat.

En conséquence, seuls les résultats des tests correspondant à des échantillons de sol du même âge après un délai de séchage donné peuvent être comparés.

III-3 DISCUSSION DES RESULTATS D'ESSAIS :

III-3-1 Caractéristiques d'identification :

Les analyses granulométriques réalisées donnent un pourcentage de passants à 80 μm compris entre 96.50% et 97.10 % avec une moyenne de 96.75%. Ces valeurs indiquent que le sol présente une granulométrie très fine. Le pourcentage de passants à 2 μm est en moyenne égal à 62%. La limite de liquidité varie entre 102.88 et 110 avec une moyenne de 107.24 et l'indice de plasticité I_p varie entre 59.36 et 64.25 avec une moyenne de 62.5.

Ces valeurs sont très peu dispersées et ils semblent indiquer que le massif est homogène dans la zone étudiée. Selon la classification LPC en vigueur (Magnan., 1980), il s'agit d'une argile marneuse très plastique (At) avec une activité normale de sa fraction argileuse. Les modifications de la teneur en eau de ce type de sol sont généralement accompagnées d'importants retraites ou gonflements.

La valeur de bleu VBS est égale à 11.94. D'après la norme française NF P 11-300, il s'agit d'un sol très argileux. La valeur de la surface spécifique totale correspondante est égale à SST = 250.83 m²/g. Cette valeur indique la présence de montmorillonite.

On constate un bon accord entre ces classifications. Notons qu'il s'agit, dans le cas de la méthode du B.R.E d'une estimation du potentiel de retrait et non de gonflement. Le caractère expansif de sol examiné apparaît clairement à travers l'ensemble des classifications adaptées. Elles concluent que l'argile de Sidi Hadjres est caractérisée par un potentiel de gonflement fort à très fort.

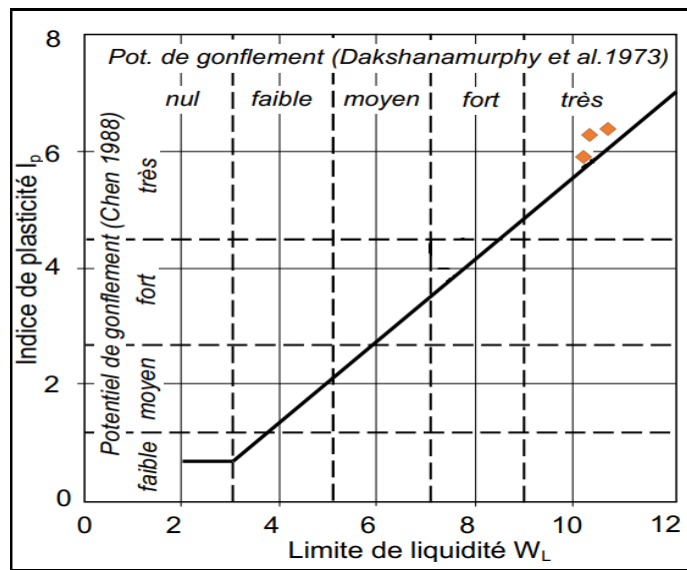


Figure III-36: Courbes Dakshanamurphy et al. (1973) et Chen (1988).

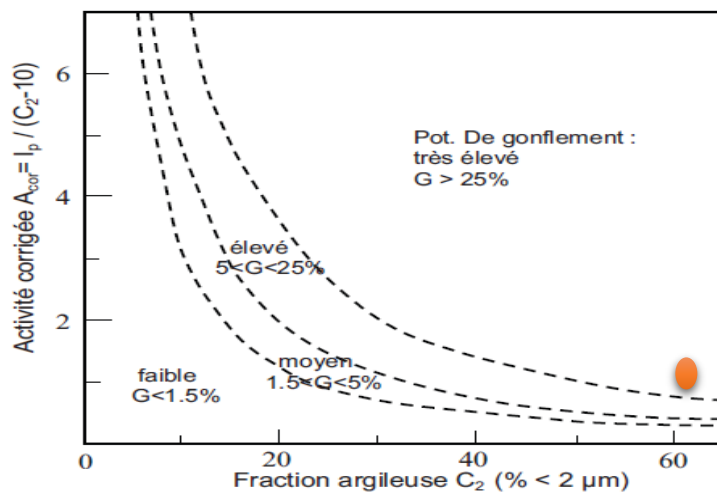


Figure III-37: Diagramme de classification du potentiel de gonflement (Seed et al., 1962).

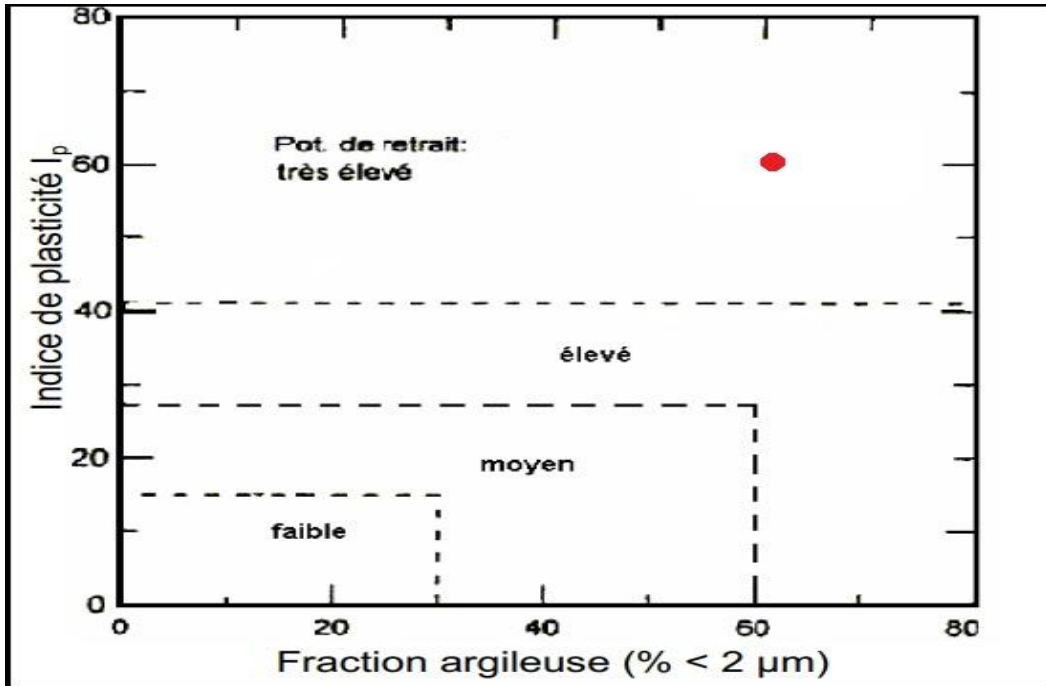


Figure III-38: Classification du sol étudié (Building Research Establishment (1980)).

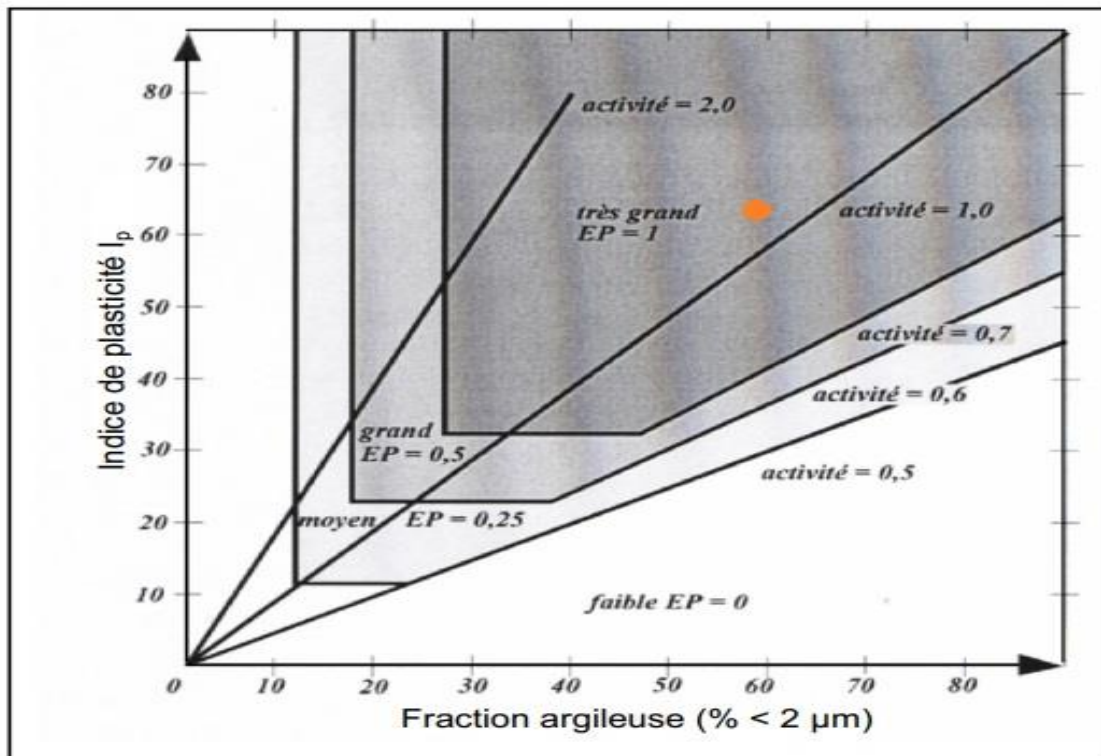


Figure III-39: Classification du sol étudié (Williams et Donaldson (1980)).

III.4.2 Caractéristiques mécanique :

- ▶ La tenue en eau optimal pour l'essai Proctor normal est $W_{opt}=14.8\%$ et la masse volumique sec $\gamma_d=1.785 \text{ g/cm}^3$, et un degré de saturation $S_r=75\%$
- ▶ Dans l'essai C.B.R immédiat le maximum recherché qui correspond à l'indice de 2.5 mm défoncement est égale à 75,58% et l'indice imbibition maximum recherché qui correspond à l'indice de 5 mm défoncement est égal à 62,37%, et un taux de gonflement linéaire égal à 9.13 %.
- ▶ Les cohésions de cisaillement dans les sols est $C = 228,37 \text{ KPa}$ et l'angle de frottement $\varphi=78.92^\circ$.
- ▶ Caractéristiques de compressibilité et de consolidation :

Le dépouillement des résultats d'essais a été effectué selon les méthodes d'essais LPC en en vigueur (Magnan et al., 1985).

L'analyse qualitative des résultats d'essais conduit aux observations suivantes :

- les tassements ne commencent à apparaître qu'à partir d'un certain nombre de paliers de chargement dépassant le poids des terres au cours desquels le sol continue de gonfler ;
- les courbes de déchargement-rechargement sont caractérisées par des pentes très accentuées auxquelles correspondent des valeurs élevées de l'indice de gonflement ($CS \geq 0,04$). Les courbes de déchargement final recoupent les courbes de chargement initial mettant ainsi en évidence le caractère expansif du sol.
- les courbes de consolidation correspondant aux faibles paliers de chargement inférieurs à la pression de pré consolidation du sol ne permettent pas de distinguer les phases de consolidation primaire et secondaire. Elles présentent toutefois une forme accusant un léger gonflement du sol et permettent de repérer la pression qu'il faut appliquer au sol pour l'empêcher de gonfler ;
- les courbes de consolidation correspondant aux forts paliers de chargement supérieurs à la pression de préconsolidation du sol font apparaître clairement les deux phases de consolidation primaire et secondaire. Les branches linéaire sables des courbes correspondant à la phase de consolidation secondaire sont toutefois caractérisées par des pentes raides et, par conséquent, des valeurs du taux de compression secondaire (ou taux de fluage) assez faibles. Les résultats d'essais peuvent être résumés comme suit :
- la pression de préconsolidation σ'_p est comprise entre 1290 et 1350 kPa. Confirmant ainsi le caractère très surconsolidé de l'argile.

L'indice de compression C_c varie entre 0.182 et 0.201 et l'indice de gonflement C_s a des valeurs comprises entre 0,067 et 0,044, confirmant que cette argile est raide et gonflante. Le rapport de compression $C_c / (1+e_0)$ varie entre 0.0291 et 0.0496, confirmant le caractère peu compressible du sol.

- Les coefficients de consolidation c_v correspondant aux paliers de chargement situés dans le domaine normalement consolidé sont compris entre $3.88 \cdot 10^{-7}$ et $4.54 \cdot 10^{-7}$ m²/s.

Les coefficients de perméabilité k_v correspondants sont compris entre 1.82×10^{-9} et 1.03×10^{-9} m/s.

Quant au temps t_{100} nécessaire à l'achèvement de la consolidation primaire, celui-ci est compris entre 200 et 500 min selon l'incrément de charges considéré ;

- Les valeurs de l'indice de consolidation $c_{\alpha e}$ sont comprises entre 0,0112 et 0,0197 avec une moyenne de 0,0155. Ces valeurs très faibles ne mettent pas en évidence l'influence du temps sur le comportement du sol.

Cette argile marneuse très plastique est donc très surconsolidée, peu perméable et très peu sensible au fluage.

► Caractéristiques de gonflement : Ces résultats appellent les remarques suivantes :

- Les courbes de gonflement, représentant l'évolution du gonflement libre en fonction du temps, ont des allures semblables quel que soit le type d'essai considéré. Elles manifestent deux phases de gonflement successives : une phase de gonflement primaire caractérisée par une vitesse de déformation croissante et une phase de gonflement secondaire de vitesse sensiblement constante. Cette dernière phase définit le taux de gonflement secondaire $c_{\alpha s}$. La déformation maximale obtenue au cours du gonflement libre définit l'amplitude de gonflement libre ϵ_g .

- Les valeurs de la pression de gonflement σ_g sont comprises entre 450 et 595 kPa avec une valeur moyenne de 522.5 kPa. L'amplitude de gonflement ϵ_g varie d'un échantillon à l'autre comme la pression de gonflement, entre 21.4 % et 30 % avec une valeur moyenne de 25.7 %.

- les valeurs du coefficient de gonflement secondaire $C_{\alpha s}$ sont comprises entre 0.0291 et 0.0496 selon le chargement appliqué sur l'éprouvette, avec une valeur moyenne de 0.0393 correspondant à une teneur en eau moyenne de 14.8 %.

III-5 CONCLUSIONS :

De l'analyse des résultats d'essais obtenus sur les sols prélevés sur le site de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila), on peut dégager les conclusions suivantes :

- les sols testés sont identifiés comme une argile marneuse très plastique. Les différentes classifications utilisées montrent que cette argile marneuse est caractérisée par un potentiel de gonflement très élevé.
- les caractéristiques de compressibilité et de consolidation ont montré que cette argile marneuse est très surconsolidée et peu perméable.
- Les essais de C.B.R imbibition ont montré que le sol étude est très gonflant, et sensible à l'eau.

CONCLUSION GENERALE

L'étude présentée dans ce mémoire avait pour finalité de faire un état des connaissances sur les compressibilités des sols argileux, puis de caractériser en laboratoire le comportement des argiles expansives de la commune de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila), où d'importants désordres apparaissent fréquemment dans les constructions légères (pavillons, bâtiments de faible hauteur, routes) et de déterminer les paramètres physiques et mécaniques qui jouent un rôle dans la variation de leur volume.

La synthèse bibliographique a mis en évidence la complexité du phénomène retrait-gonflement au niveau microscopique et a permis d'identifier plusieurs origines possibles de ce phénomène intervenant séparément ou simultanément. L'hydratation ou la déshydratation des particules argileuses conduisent à des variations de volume à un niveau macroscopique et dont les conséquences peuvent occasionner des dommages dans les constructions. Comprendre ce phénomène est important, obtenir les outils expérimentaux qui permettent de le soupçonner, de l'identifier et de le quantifier serait encore plus important. Les méthodes d'identification directes et indirectes permettent de caractériser les sols susceptibles de gonfler afin de prévenir, ou du moins réduire, le risque d'apparition des désordres.

L'étude expérimentale effectuée sur les sols prélevés sur le site de Sidi Hadjres (wilaya de M'sila) a permis de dégager les conclusions suivantes :

- les caractéristiques d'identification, sont peu dispersées. Elles indiquent que c'est une argile marneuse très plastique, caractérisée par un potentiel de gonflement fort à très fort.
- les caractéristiques de compressibilité et de consolidation sont globalement très peu dispersées. Elles indiquent que cette argile marneuse est très surconsolidée et peu perméable.

Références bibliographiques

AFNOR (1996) Norme Française : NF P 94-041 : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide.

AFNOR (1996) Norme Française : NF P 94-057 : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique, méthode de sédimentométrie après lavage

AFNOR (1993) Norme Française : NF P 94-051 : Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination des limites d'Atterberg – Limite de liquidité à la coupelle – Limite de plasticité au rouleau.

AFNOR (1993) Norme Française : NF P 94-068 : Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol par l'essai à la tâche.

AFNOR (1994) Norme Française : NF P 94-071-1 : Sols : Reconnaissance et Essais – Essai de cisaillement rectiligne à la boîte – partie 1 cisaillement direct.

AFNOR (1995) Norme XP P 94-091 : Sols : Reconnaissance et essais - Essai de gonflement à l'œdomètre - Détermination des déformations par chargement de plusieurs éprouvettes.

AFNOR (1992) Norme Française : NF P 11-300 : Sols : Détermination de la surface spécifique

AFNOR (1997) Norme Française : NF P 94-078 : Sols : Indice CBR immédiat— Indice CBR après immersion — Indice Portant Immédiat.

[1]: ALONSO, E.E., GENS, A. & HIGHT, D.W., 1987. General report. Special problem soils. Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, vol. 3, pp. 1087-1146.

[2] BJERRUM L. (1967). Engineering geology of norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings. Géotechnique, vol. 17(2), pp. 83-118.

[3] : **BIGOT, G. & ZERHOUNI, M.I.**, 2000. Retrait/gonflement et tassement des sols fins. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, vol 229, ref 4252, pp. 105-114.

[4] : **BRE Building Research Establishment**, 1980. The effect of a roof on a fire within a building. IP 3/80.

[5] : **Bultel F. (2001)** Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels. Thèse docteur ENPC, 298 pages.

[6] : **Chen FH.** Foundations on expansive soils, vol. 54. Amsterdam: Developments in Geotechnical Engineering Elsevier; 1988. p. 464.

[7] **CRAWFORD C. B. (1964)**. Interpretation of the consolidation test. American Society of Civil Engineers, journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 90(5), pp

[8] **GENS A. & ALONSO E.E.(1992)** - "a framework for the behaviour of unsaturated expansive clays". canadian geotechnical journal, vol. 29, pp. 1013-1032.

[9] : **Grim.R.E.** « Physico-chemical properties of soils clay minerals». Journal of the Soil Mecanics and Foundations Division, ASCE, Vol 85, N° SM 2, 1959. pp1-17.

[10] : **KHEMISSA M et al (2018)**. Laboratory investigation on the behaviour of an overconsolidated expansive clay in intact and compacted states. Transportation Geotechnics.

[11] : **Lakhdar MEKKI (2006)** méthodologie d'études et techniques d'identification des paramètres de comportement des sols fins soumis à des cycles de sécheresse prolongée (application aux argiles expansives de m'sila). Mémoire de magister, Université de m'sila. 97pages

[12] : **Magnan D.** (1993) - "Caracterisation in situ des sols gonflants: l'essai Expansol". These de doctorat, Universite J. Fourier, Grenoble, 190 p.

[13] : Magnan J.P, Mieussens C, Soyez B, Vautrain J. (1985) Essais œdométriques. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Méthodes d'essais LPC, n°13

[14] : Mariotti M. (1976) - "Le gonflement des sols argileux surconsolidés (aspect du phénomène - influence sur les structures - précautions à envisager)". Mines et Géologies, Rabat, n° 39, pp. 13-28.

[15] : Mitchell J.K. (1976) Fundamentals of soil behavior, series in soils engineering. John Wiley & sons Inc, 422 pages.

[16] : Push et al., (1999) (Editors). Special Issue. Microstructural modelling with special emphasis on the use of clays for waste isolation. Engineering Geology 54.

[17] : Seed H.B, Woodward R.J, Lundgren R. (1962) Prediction of swelling potential for compacted clays. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE, vol. 88 SM4, pp.107-131.

[18] WAKIM J. (2005). Influence des solutions aqueuses sur le comportement mécanique des roches argileuses. Thèse de doctorat. École nationale supérieure des mines de Paris. Fontainebleau Cedex. France. 154 p

[19] : Williams A.B, Donaldson G.W. (1980) Developments related to building on expansive soils in South Africa: 1973-1980. Proceedings of the 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Denver, vol. 2, 834-844.