

1.docx
2.docx
3.docx
10.docx
11.docx
12.docx
13.docx
14.docx
15.docx
16.docx
17.docx
18 Références bibliographiques.docx
19.docx
20.docx
21.docx



Ministère de l'enseignement supérieure
et de la recherche scientifique

Université Mohamed Boudiaf - M'sila

Faculté de technologie



Département de GENIE CIVIL

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Structures

THEME

**ETUDE DES CARACTERISTIQUES
DU FLUAGE D'UNE ARGILE
EXPANSIVE NATURELLE**

Dirigé par :

Mr.KHEMISSA Mohamed, Professeur, Encadreur

Mr .MEKKI Lakhdar, M.A.A, Co-Encadreur

Présenté par :

HERAIZ Daoud

Promotion : 2015/2016.

Remerciements

Merci à Dieu "Allah" qui m'a donné la force la patience, le courage, la volonté et de m'avoir guidé durant ma formation pour terminer ce travail.

Merci à Dieu "Allah" aussi qui m'a donné des bons enseignants et encadreurs : Messieurs KHEMISSA Mohamed et Mekki Lakhdar et je les donne mes sincères remerciements.

Mes sincères remerciements vont au président et aux membres du jury de soutenance qui m'ont fait l'honneur d'examiner ce travail.

Merci à tous ceux qui m'a aidé à achever ma thèse ...

Dédicaces

Je dédié ce modeste travail aux êtres qui me sont les plus chers aux mondes, ma mère, mon père, mes frère et mes sœurs.

**Une spéciale dédicace à la famille HERAIZ . . .
A Cheniti anouar, Amroune abd-erraouf et Delloum ilyess....**

A tous mes amis et à toute la promotion 2015.

ملخص

تندرج الدراسة المقدمة في هذه المذكرة في إطار برنامج بحث حول سلوك التربة الناعمة الواقعة في ولاية المسيلة. و تهدف إلى تعيين الخصائص الفيزيائية و الميكانيكية التي تلعب دورا في تغيير حجم هذه التربة . تعرض هذه الدراسة حوصلة ببليوغرافية لظاهرة انكماش و انتفاخ التربة الغضارية ، ثم نعرض بعدها نتائج تجارب التعريف بالتربة، الضغط الأود ومترى، انتفاخ وانكماش التربة على بعض العينات المستخرجة من بلدية سيدي هجرس الواقعة بولاية المسيلة و تحليلها. تبين هذه الدراسة أن الخصائص المتحصل عليها من التجارب منسجمة و تخلص إلى خاصية الانتفاخ العالي لهذه التربة المدروسة. **الكلمات المفتاحية:** غضار (منتفخ، طبيعي) ؛ الجهاز الأود ومترى ؛ الضغط الأود ومترى ؛ انتفاخ ؛ انكماش.

Résumé

L'étude présentée dans ce mémoire s'inscrit dans le cadre d'un programme de recherche sur le comportement des sols fins situés dans la wilaya de M'sila, avec pour objectif de déterminer les paramètres physiques et mécaniques qui jouent un rôle dans la variation de leur volume. Elle expose une synthèse bibliographique sur les phénomènes de des sols argileux. Elle présente et analyse ensuite les résultats des essais d'identification et de compressibilité, ainsi les essais d'usure une argile expansive prélevée dans la commune de Sidi-Hadjrès (wilaya de M'sila) et compactés à l'O.P.M. Cette étude montre que les valeurs des paramètres déduits de ces essais sont concordantes et conclut au caractère très gonflant des sols étudiés.

Mots clés: argile (gonflante, naturelle) ; œdomètre ; compressibilité ; retrait ; gonflement ; dessiccation.

Abstract

The study presented in this memory is fitted into a research program on the behavior of fine soils located in the wilaya of M'sila, with objectives to determine their physical and mechanical parameters in relation with variation of their volume. Bibliographical synthesis on shrinking-swelling of clayey soils is exposed. Results test of identification, compressibility, swelling and shrinking of some samples of soils taken on the site of Sidi Hadjres (wilaya of M'sila) and compacted to O.P.M.

This study shows that values of parameters deducted from these tests are in agreement and concludes to character very swilling of studied soils.

Key words: clay (expansive, natural) ; œdometer ; compressibility ; swelling ; shrinking..

SOMMAIRE

Remerciements

Dédicaces

Résumé

Abstract

ملخص

INTRODUCTION GENERALE.....1

CHAPITRE I : SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

I. LES ARGILES.....2

I.1. Définition2

I.2. Domaines d'études.....2

I.3. Argiles et environnement3

I.4. Nature et structure des sols fins.....5

I.4.1. Minéraux argileux.....5

1.4.1.1. Le tétraèdre de silice (SiO_4)5

1.4.1.2. L'octaèdre d'alumine $\text{Al}_2(\text{OH})_6$ et éventuellement de magnésium $\text{Mg}_3(\text{OH})_6$6

I.5. Principales argiles.....7

I.5.1. Kaolinite.....7

I.5.2. Smectites.....8

I.5.3. Illites.....8

I.5.4. Chlorites.....9

I.6. Interactions physico-chimiques entre l'eau et l'argile.....11

I.6.1. Les différents types d'eau autour du Feuillet.....11

1.6.1.1. Eau libre.....11

1.6.1.2. Eau capillaire.....11

1.6.1.3. Eau liée ou adsorbée.....11

I.6.2. Interactions eau-argile.....12

I.7. Texture des argiles14

I.8. Propriétés macroscopiques15

I.8.1. Argiles tendres et argiles raides.....15

I.8.2. Propriétés mécaniques caractéristiques des argiles.....15

I.8.3. L'argile en tant que milieu poreux.....16

I.9.GONFLEMENT.....	17
I.9.1. Introduction.....	17
I.9.2. Nature du phénomène.....	17
I.9.3. Identification des sols gonflants.....	19
I.9.4.Mécanisme de gonflement des sols argileux.....	21
I.9.4.1 Gonflement interfoliaire et gonflement interparticulaire.....	21
I.9.4.2 Aspects phénoménologiques du gonflement.....	21
I.9.4.2.1.Cas des sols saturés.....	21
I.9.4.2.2.Cas des sols non-saturés.....	23
I.9.4.2.3.Cas des sols secs.....	26
I.9.5.Retrait des sols gonflants	26
I.9.5.1.Essais de dessiccation pour la détermination de la limite de retrait conventionnelle...28	
I.9.5.2.Essais de dessiccation pour la détermination de la limite de retrait effective.....28	
I.9.5.3.Facteurs contrôlant la limite de retrait.....	29
I.9.6.Comportement hydrique et courbe de rétention des sols argileux.....	30
I.9.7.Comportement hydromécanique des sols gonflants saturés.....	33
I.9.8.Comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés.....	34
I.10.CONOLIDATION ET FLUAGE DES SOLS ARGILEUX.....	36
I.10.1.Introduction	36
I.10.2.Effet du temps sur le comportement des argiles	37
I.10.3.Le fluage des sols fins	39
I.10.4.Procédure et interprétation des essais de fluage à l'oedomètre.....	41
I.10.5.Prise en compte du fluage dans les calculs de tassement et de vitesse de tassement....42	
I.10.6.Approche expérimentale	47
I.10.7.Caractéristiques de consolidation et de fluage.....	48
I.10.7.1.Caractéristiques de consolidation.....	48
I.10.7.2.Caractéristiques de fluage	49

CHAPITRE II : PROGRAMME EXPÉRIMENTAL ET PROCEDURE DES ESSAIS

II. Programme expérimental.....	52
II.1. Introduction.....	52
II.2. Localisation du site.....	52
II.3. Programme expérimentale.....	53
II.3.1. Les essais d'identification.....	54
II.3.1.1. Paramètres d'état Ils comportent.....	54
II.3.1.2. Analyse granulométrique.....	54
II.3.1.3. Limites d'Atterberg (NFP 94-051)	57
II.3.1.4. Analyse chimique.....	58
II.3.1.5. Valeur au bleu de méthylène (par l'essai à la tâche) (NF P 94-068)	58
II.3.1.6. Analyse minéralogique.....	59
II.3.1.7. Essai de fluage (l'oedomètre)	60
II.3.1.7.1. But de l'essai.....	60
II.3.1.7.2. L'appareil utilisé.....	60
II.3.1.7.3. Principe de l'essai.....	60
II.3.1.7.4. Déformation de la cellule œdométrique sur son bâti de chargement.....	60
II.3.1.7.4. Déroulement de l'essai.....	60
II.3.1.7.4. Les charges utilisées.....	60
II.3.1.7.5. Mesures.....	61
II.3.1.7.5. Pesée en fin d'essai.....	61
II.3.1.7.6. Mode de calcul	61
II.3.1.7.6.1. Détermination des paramètres d'identification.....	61
II.3.1.7.6.2. Courbes de tassement en fonction du temps.....	62
II.3.1.7.6.3. Présentation des résultats.....	62
II.3.1.7.6.4. Commentaires.....	62

CHAPITRE III : PRESENTATION ET ANALYSE DES RESULTATS D'ESSAIS

III. Introduction.....	63
III.1.Résultats des essais.....	63
III.1.1. Les essais d'identification.....	63
III.1.2.Analyse granulométrique.....	63
III.1.3.Limites d'Atterberg	64
III.1.4.Essai au bleu de méthylène	65
III.1.5 Analyse chimique.....	65
III.1.6.Analyse minéralogique.....	67
III.2.Les essais mécaniques.....	68
III.2.1.L'essai de fluage.....	68
III.3.Interprétation des résultats des essais d'identification.....	78
III.4.CONCLUSION.....	82
CONCLUSION GENERALE	83

Références bibliographique

Annexe

INTRODUCTION GENERALE

Même si elle a trop souvent été négligée, l'étude des sols est un des éléments essentiels de la compréhension de l'environnement. Les sols constituent une mince couche recouvrant une grande partie de la terre ferme du globe. Ils retiennent les substances nutritives et l'eau utilisée par les végétaux et les animaux... mais aussi nous utilisons pour la construction notamment les grands poids ex. bâtiments, pentes ... !.

L'étude du sol permettra aux élèves de mesurer les caractéristiques des sols, l'humidité, l'infiltration et la température du sol. Ils pourront aussi mieux comprendre le rôle du sol dans le climat et développer, par leurs observations, l'exactitude. Des comparaisons intéressantes pourront être faites entre les relevés locaux et ceux d'autres endroits de la planète. L'étude des sols se prête par ailleurs particulièrement bien au développement du langage, puisque ce que la majorité d'entre nous ne décrirait qu'avec deux ou trois termes peut en fait être minutieusement précisé avec force détails.

Cinq éléments participent à la caractérisation des sols:

Le matériau parental: Le matériau à partir duquel le sol s'est formé. Le matériau parental peut être un substratum rocheux, des matières organiques, une ancienne surface de sol ou un dépôt créé par l'eau, le vent, des glaciers, des éruptions volcaniques ou des éboulis.

Le climat: La chaleur, la pluie, la glace, la neige, le vent, le soleil et d'autres forces environnementales décomposent le matériau parental et affectent la rapidité d'évolution du sol.

Les organismes: Les plantes et animaux vivant dans le sol décomposent les déchets et déplacent les éléments du sol en les aérant. Lorsqu'ils meurent, ils se transforment en matière organique et enrichissent le sol.

La topographie: C'est l'emplacement d'un sol dans un paysage: au pied d'une colline, au sommet d'une pente, sur l'ubac (pente exposée au nord) ou sur l'adret (pente exposée au sud), au bord d'une rivière. Cette position modifiera la composition du sol.

Le temps: L'effet de tous les facteurs énumérés ci-dessus se produit au cours du temps, souvent sur des centaines ou des milliers d'années.

D'après ces éléments, Nombreux dégâts occasionnés dans quelques ouvrages de Génie Civil (bâtiments de faibles hauteur, maisons individuelles, route, etc.), situés dans le triangle formé par les villes de M'sila, Bou saâda et Sidi Aissa dans la wilaya de M'sila, pour connaître les caractéristiques spécifiques de ce site.

Le mémoire comporte trois chapitres:

- le premier chapitre présente une synthèse bibliographique sur les argiles, après de ça on a fait consacrer à l'étude phénoménologique du gonflement puis le fluage;
- le deuxième chapitre présente le programme expérimental exécuté, puis décrit les procédures expérimentales suivies et les appareillages utilisés de la réalisation des essais;
- le troisième chapitre présente et analyse les résultats d'essais obtenus.

CHAPITRE I
Synthèse
bibliographique

CHAPITRE I : SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE

I. LES ARGILES

L'intérêt accordé ces dernières années à l'étude des argiles par de nombreux laboratoires dans le monde se justifie par leur abondance dans la nature, l'importance des surfaces qu'elles développent, la présence des charges électriques sur cette surface et surtout l'échangeabilité des cations inter-foliaires. Ces derniers, appelés aussi cations compensateurs, sont les principaux éléments responsables de l'hydratation, du gonflement, de la plasticité et de la thixotropie. Ils confèrent ainsi aux argiles des propriétés hydrophiles.

I.1. Définition:

Le mot argile peut être défini par les géologues comme étant une particule dont la dimension est inférieure à 4 micromètres quelque soit sa nature minéralogique, ou comme étant un minéral de la famille des phyllosilicates (silicates en feuillets). Ils sont à l'origine de l'altération par l'eau des autres silicates, mis à part le quartz. Les minéraux argileux sont alors des phyllosilicates hydratés de petite taille [1].

Tous les minéraux argileux ne sont pas des phyllosilicates (quartz, feldspath), ni même des silicates (oxydes) [2]. Les argiles sont généralement cristallisées, même si des argiles amorphes existent (allophanes dans les sols développés sur substrat volcanique ou andosols).

I.2. Domaines d'études

Selon sa variété, l'argile se révèle être un minéral très utile. On peut ainsi faire des tuiles et briques, des poteries en jouant sur sa capacité de modelage une fois mélangé à l'eau. Sa capacité d'absorption est utilisée pour la réalisation des cosmétiques et de médicaments (Smaltite du Smet, Attapulgit). L'argile sert aussi à la fabrication du ciment. Les argiles apportent aux géologues des informations sur les conditions environnementales (source, condition de formation, diagenèse...). Les ingénieurs pétroliers déduisent les conditions thermiques des gisements (degré de maturation). Les ingénieurs civils s'intéressent aux propriétés des argiles en tant que matériel industriel (réfractaires, matériaux de construction). Les agronomes analysent les propriétés d'hydratation et d'adsorption des argiles pour concevoir les fertilisants (Fig.1).

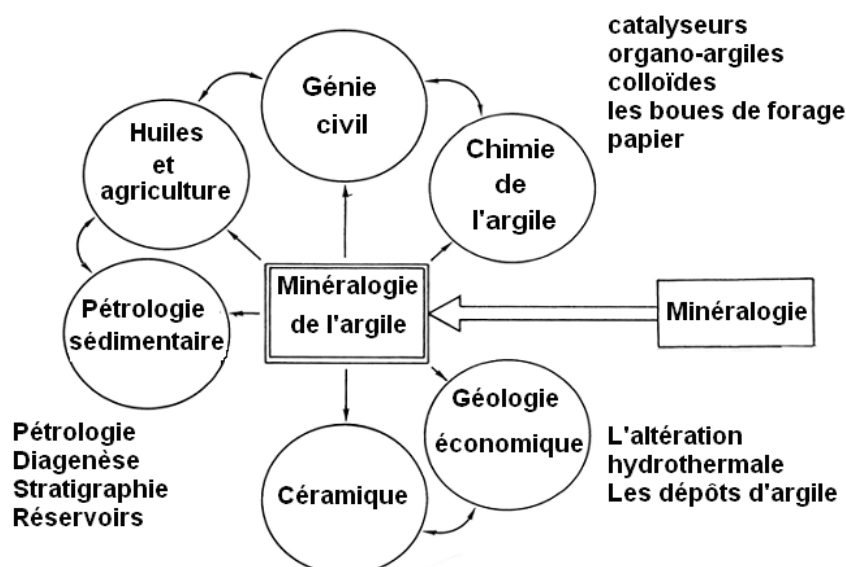


Fig.1: Domaines d'études des argiles [3].

I.3. Argiles et environnement

Dans le domaine environnemental, les argiles ont un rôle important dans divers problèmes environnementaux et leur utilisation augmente significativement (fig.2):

- rôle des argiles dans les sols contaminés dans le transport des isotopes radioactifs et leur réactivité vis-à-vis de ceux-ci (expo. rétention du ^{137}Cs après l'accident de Tchernobyl).
- rôle vis-à-vis des pesticides et des éléments métalliques dans les sols.
- rôle dans la santé.
- rôle de barrière d'étanchéité dans les décharges.

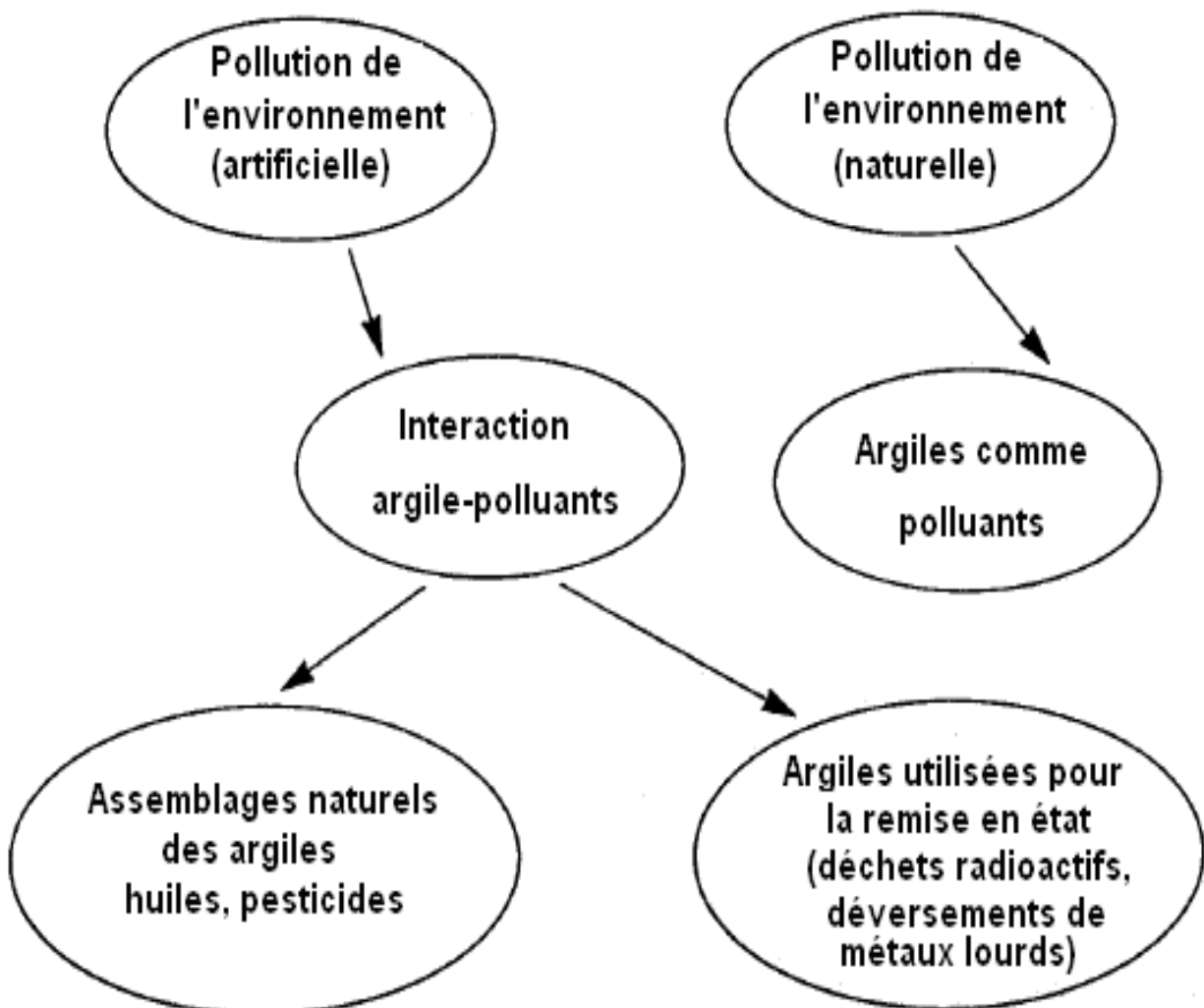


Fig.2 : Rôle des argiles dans l'environnement [4].

Suite aux propriétés d'adsorption et d'absorption des argiles et leur capacité à former des complexes organo-minéraux (figure3), ils interviennent dans l'élimination des éléments traces dans les eaux naturelles et dans les sols. Ces éléments peuvent être rapidement piégés par la phase particulaire par des colloïdes, mais l'efficacité du processus dépend des propriétés et de la concentration du réactant et de facteurs environnementaux qui affectent les propriétés de surface des colloïdes. L'absorption de ces éléments est une accumulation d'espèces chimiques à la surface des argiles, tandis que l'adsorption est le processus d'incorporation des polluants dans la structure argileuse. La surface argileuse, étant chargée négativement, est neutralisée par des cations positifs venant de la solution en contact, qui constituent la charge diffuse ou couche de Gouy. S'il s'agit d'une adsorption spécifique, cas où les ions adsorbés sont fortement liés aux

argiles, la couche de Gouy devient chargée négativement puisque la couche incorpore des ions. (Fig.4).

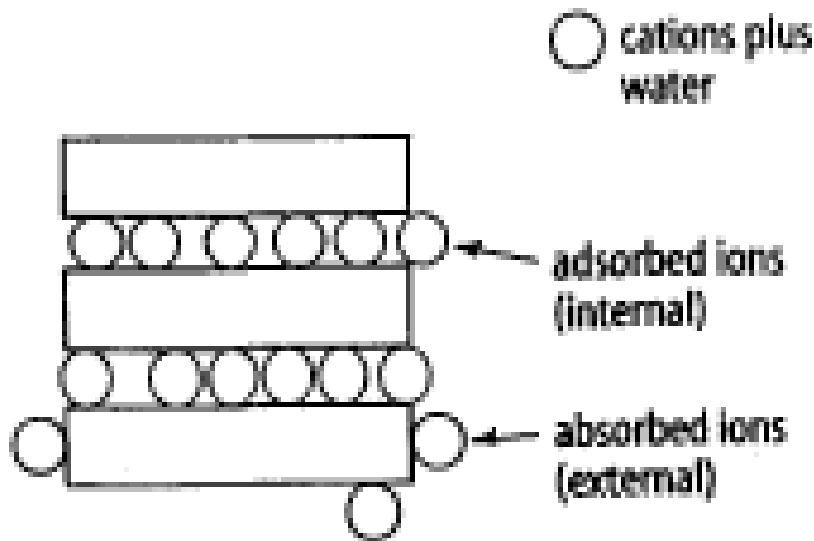


Fig.3 : Adsorption et absorption [5].

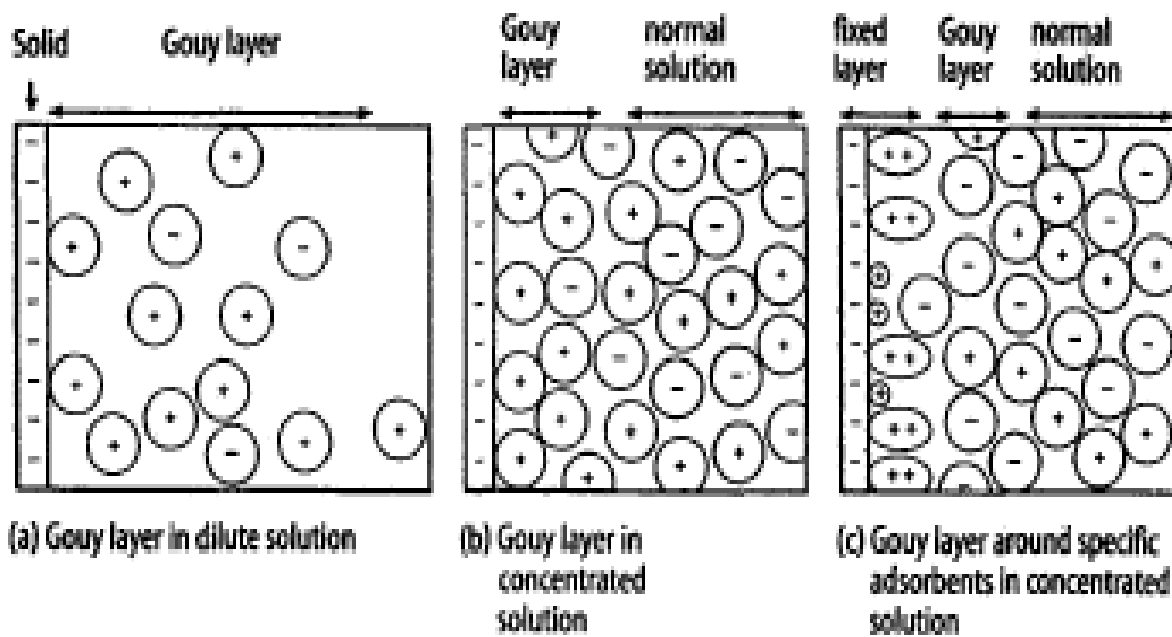


Fig.4 : Rôle des argiles dans la migration des éléments traces: processus d'adsorption [6].

Comme indique sur la figure 5, le cation métallique garde sa sphère d'hydratation et n'est pas en contact direct avec la surface de l'argile puisque les molécules d'eau et les groupements hydroxyles ne forment pas de liaisons hydrogènes avec les atomes d'oxygènes de la surface de l'argile. Le cation métallique se rapproche donc de l'argile, la liaison devient plus forte vu la perte de la sphère d'hydratation. La réversibilité du processus dépend d'un cation à un autre (taille, charge, degré d'hydratation) et de la nature du minéral et des conditions environnementales (pH). Les propriétés d'adsorption varient selon la nature de l'argile, en particulier selon la capacité d'échange cationique.

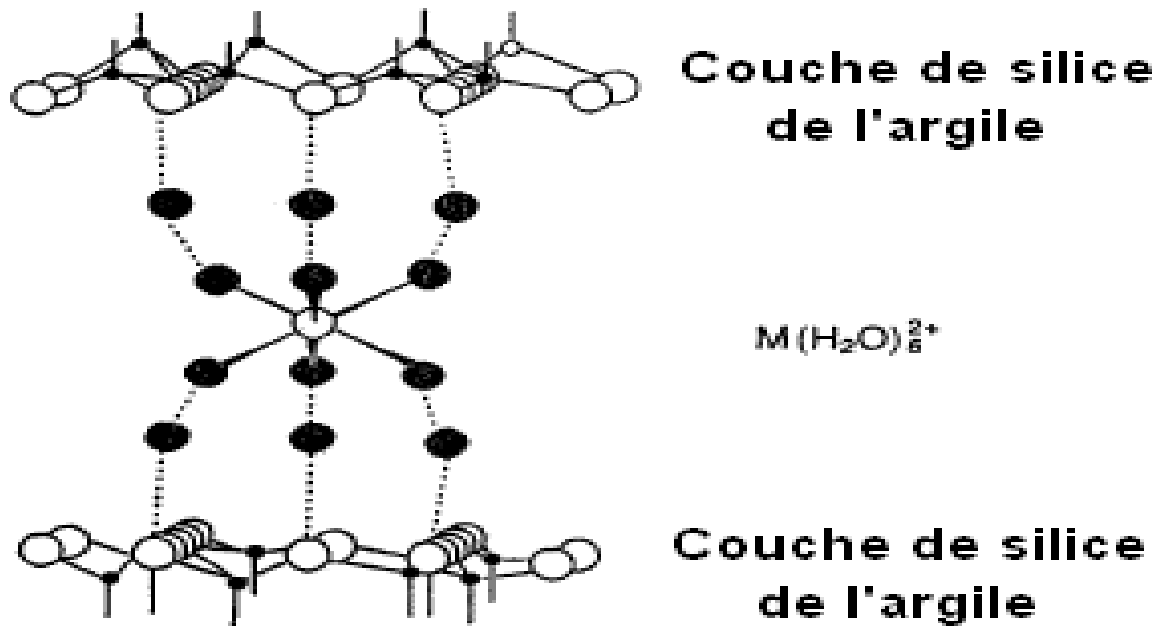


Fig.5 : Transport des éléments traces par les colloïdes [7]

I.4. Nature et structure des sols fins

Le phénomène de gonflement est rencontré essentiellement dans les sols fins, notamment les sols argileux ou marno-argileux qui réagissent avec l'eau. Ce phénomène prend naissance à l'échelle microscopique à l'intérieur même de la structure du sol et entraîne le développement de déformations et de pressions à l'échelle macroscopique.

I.4.1. Minéraux argileux

Les minéraux argileux sont des substances cristallines qui tirent essentiellement leur origine de la désagrégation physique et mécanique, puis de l'altération chimique de certains minéraux composant la roche. Une particule d'argile est formée d'un empilement de feuillets élémentaires constitués par l'association de deux unités structurales de base : le tétraèdre de silice et l'octaèdre d'alumine et éventuellement de magnésium.

1.4.1.1. Le tétraèdre de silice (SiO_4)

Dans l'élément tétraédrique, l'ion central est la silice (Si^{4+}) qui est entouré par 4 ions d'oxygène (O^{2-}) (figure 1.1). Les tétraèdres sont liés ensemble par leurs bases en partageant un ion d'oxygène entre deux tétraèdres pour former une couche tétraédrique. On remarque la présence d'un « trou » en forme d'hexagone au centre des feuilles. La formule générale de cet ensemble est. $n [(Si_2O_5)^{2-}]$.

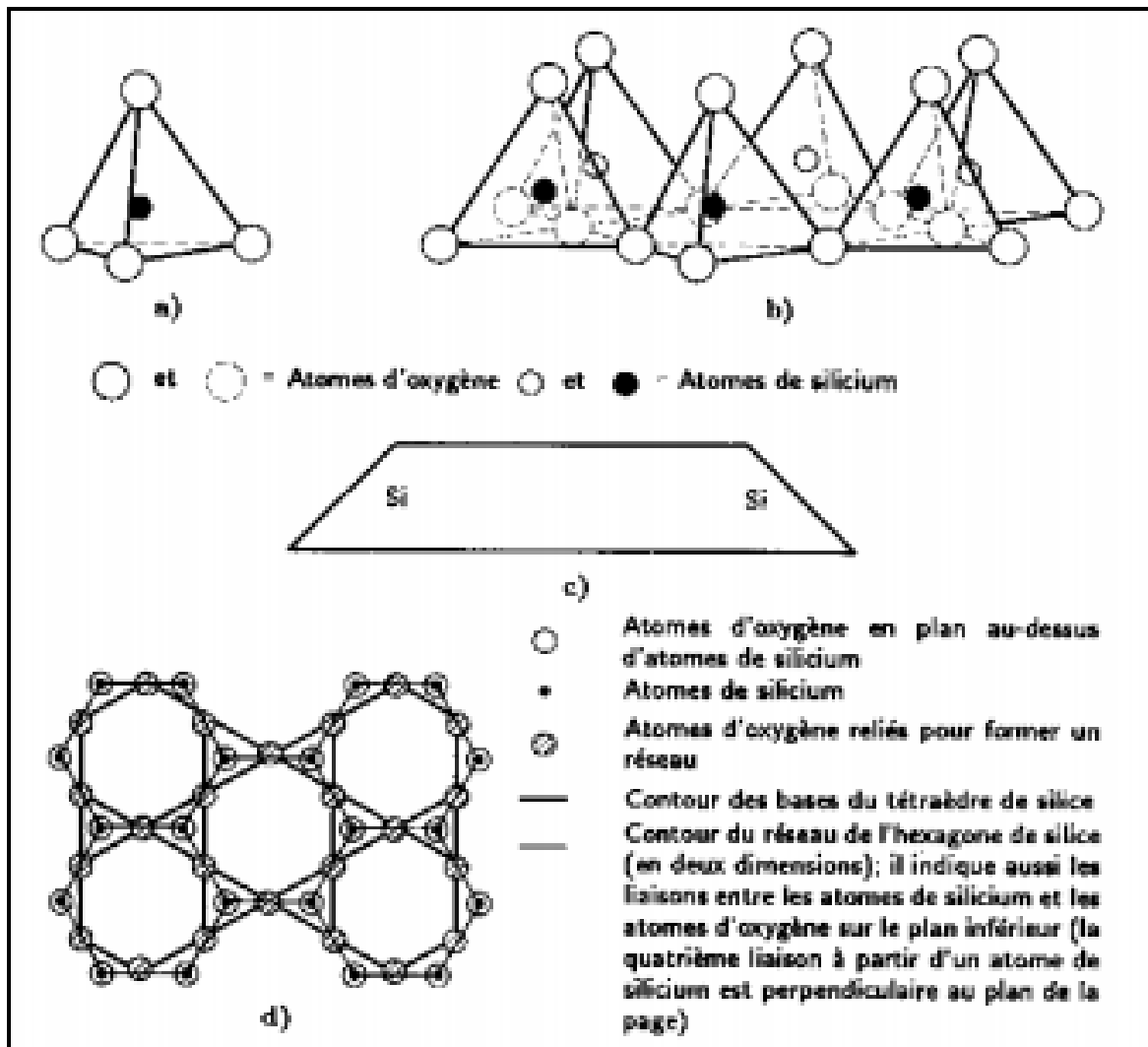


Fig.6 a) Tétraèdre de silice (d'après Grim., 1959) ; b) vue isométrique d'un feuillet de silice en tétraèdre (d'après Grim., 1959) ; c) schéma du feuillet de silice (d'après Lambe., 1953) ; d) vue en plan du feuillet de silice (d'après Warshaw et Roy., 1961) (cité par Holtz et al., 1991).[8]

1.4.1.2. L'octaèdre d'alumine $Al_2(OH)_6$ et éventuellement de magnésium $Mg_3(OH)_6$

Dans l'élément octaédrique, l'ion central est soit un ion d'aluminium (Al^{+3}), soit un ion de magnésium (Mg^{+2}). Ces derniers sont entourés par six ions d'hydroxyde (OH^-) (figure 7). Les unités octaédriques sont liées ensemble de telle sorte que chaque groupement fonctionnel (OH^-) est partagé entre 3 unités octaédriques. La formule générale de ce groupement est $n [Al_2(OH)_6]$ ou $n [Mg_3(OH)_6]$.

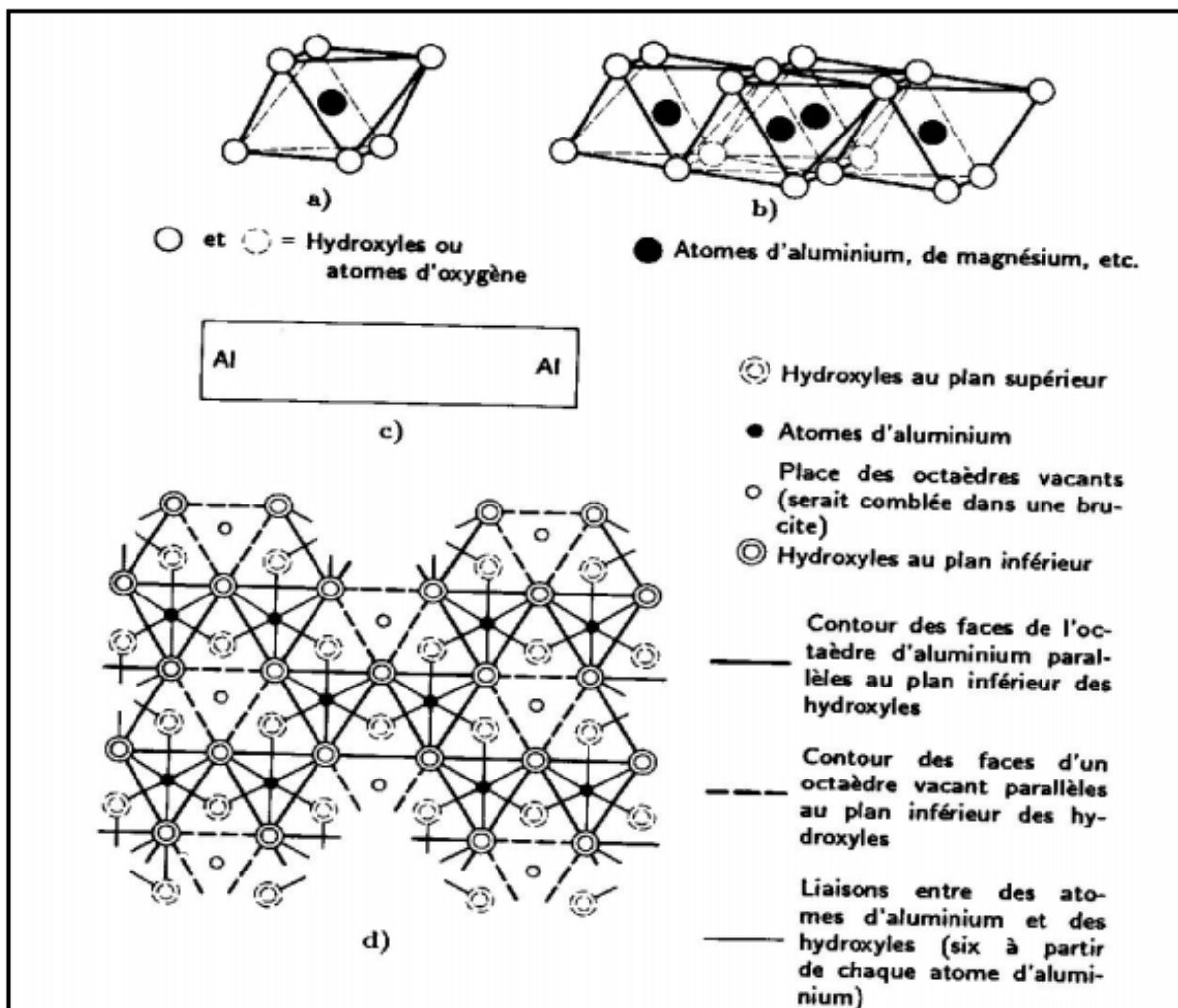


Fig.7 a) Octaèdre d'aluminium (ou de magnésium); b) vue isométrique d'un feuillet en octaèdre; c) schéma du feuillet en octaèdre d'aluminium (ou de magnésium) ; d) vue en plan du feuillet en octaèdre.[9]

I.5.Principales argiles

Nous allons examiner les argiles les plus importantes pour la terre cuite :

I.5.1. Kaolinite

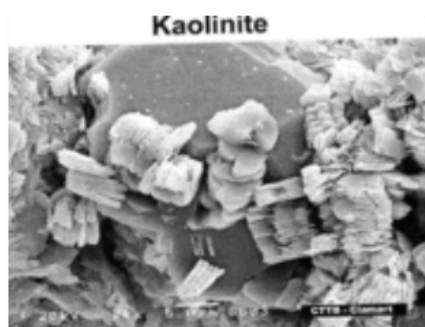


Fig.8 Kaolinite (MEB) [10]

La kaolinite $Al_2 [Si_2O_5]_2(OH)_4$, ou écrite en oxydes équivalents $2SiO_2 \cdot Al_2O_3 \cdot 2H_2O$, (de Kao ling, lieu géographique de Chine), minéral à deux couches T-O. Le feuillet est neutre et l'espace inter foliaire est vide. L'unité structurale a une épaisseur de 7,2 angströms. Les feuillets sont liés par des liaisons hydrogène. La structure est stable : l'eau ne peut s'adsorber qu'autour des particules et cette argile n'est pas gonflante. La kaolinite est fréquente dans les sédiments argileux provenant de l'altération de roches acides riches en feldspath (granites par exemple). Elle présente une forte teneur en alumine (46 %) et montre des propriétés de plasticité, de faible retrait au séchage et à la cuisson. Elle demande des températures de cuisson élevées et elle est assez réfractaire après cuisson. Des modifications mineures de structure donnent la Halloysite Nacrite, la Dickite. Dans la Serpentine, le Magnésium remplace l'Aluminium.

I.5.2. Smectites

Les smectites (du grec « smektikos », qui nettoie) comme la montmorillonite (de Montmorillon en France), appelée aussi bentonite aux USA, (de Fort Benton). Dans les argiles naturelles à trois couches T-O-T, il peut y avoir différentes substitutions dans les couches, avec des teneurs variables en Na, Ca, Al, Fe, Mg. Cela produit différents niveaux de charge. Dans les smectites, ce niveau de substitution est assez faible (0.2 à 0.6 charge par unité, en moyenne 0.33) et en compensation, il y a des adsorptions d'ions compensateurs plus ou moins liés... Dans la montmorillonite, un Al^{3+} sur huit des sites orthogonaux est remplacé par le Mg^{2+} . Les feuillets initiaux ne sont plus neutres et des compensations sont faites par des ions faiblement liés (Ca^{2+} dans la majorité des smectites, Na^+ moins fréquemment). Les smectites se caractérisent par l'interchangeabilité importante d'ions (Mg^{2+} , Fe^{3+}) et ainsi que leur capacité à fixer de l'eau dans l'espace inter foliaire. L'écart réticulaire est donc variable entre 10 et 21 Å en fonction de la présence d'eau. Les cristaux sont généralement très fins. De cette structure et de cette capacité d'absorption d'eau dans l'espace inter foliaire, découlent leurs propriétés particulières de haute plasticité, de grande absorption d'eau, de retrait/gonflement important, de pouvoir liant, d'absorbant. Les Saponites, les Nontronites et les Beidellites sont des variétés de smectite.

I.5.3. Illites

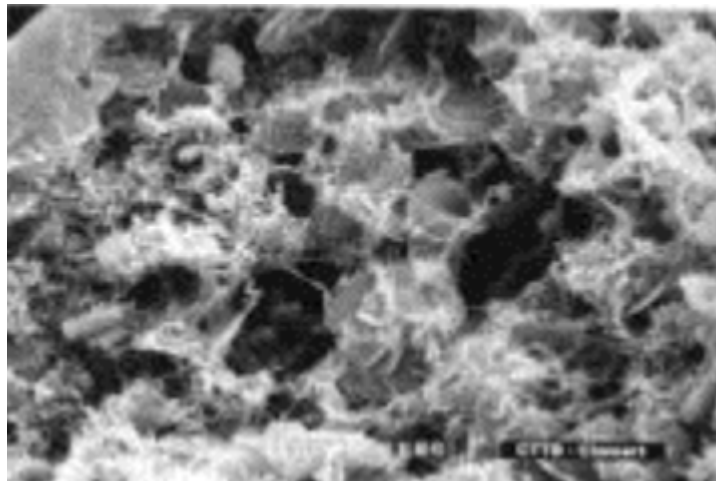


Fig.8 Illites(MEB) [11].

Le minéral argileux le plus répandu dans la terre cuite appartient lui aussi au groupe à trois couches mica avec potassium et est appelé Illite (de l'état de l'Illinois). Les illites sont souvent des mélanges et ne sont sans doute pas un groupe distinct des micas. Dans la plupart des sites tétraédriques, Al^{3+} a remplacé Si^{4+} . Il y a une charge négative élevée (entre 0.8 et 1 par formule) compensée principalement par des ions K^+ avec de fortes liaisons. La composition de l'Illite est

variable en fonction des conditions de formation. Il a une capacité d'échange limitée et l'espace inter foliaire reste constant. Il contient un peu moins de potassium mais plus d'eau que la muscovite. On dit parfois que l'illite est un «hydro mica ». La présence de potassium qui joue le rôle de flux peut abaisser la température de début de fusion vers 1050 °C. L'illite apporte de la plasticité. C'est le type d'argile commun le plus utilisé dans la terre cuite. La Glauconite est une illite riche en fer. Dans la Paragonite, le potassium est remplacé par le sodium.

I.5.4.Chlorites

Les chlorites (du grec « khlôros » vert) sont encore des composés à trois couches T-O-T. Ici, l'espace inter foliaire est garni par des composés de Mg et OH qui forment pratiquement une quatrième couche stable, proche de la brucite. On parle parfois d'une structure T-O-T.O. La capacité d'échange est limitée et l'écart réticulaire reste constant (14,1 Å). Les chlorites sont assez fréquents dans les argiles pour terre cuite. Il faut encore noter l'existence de nombreux composés, un peu moins courants, très voisins par leurs compositions chimiques et leurs structures et auxquels les composés précédents sont souvent mélangés. Ils sont connus pour leurs formes en feuillet, leurs propriétés glissantes et absorbantes. On a parlé des pyrophyllites, du talc, ...Il y a aussi les vermiculites, argile à trois couches, proches des smectites, qui, chauffées, augmentent de volume jusqu'à vingt fois et s'exfolient en filaments (ou vermicule).On compare les différentes argiles entre elles sur le tableau suivant selon différents critères.

Minéral	Couches	Epaisseur du feuillet A	Nombre de feuillets par cristal primaire (ordre de grandeur)	Cations absorbés en compensation	Capacité d'échange cationique (centimole(+)/kg)	Expansion à l'humidité	Surface spécifique (m ² /g)	Charge des couches / par formule
Kaolinite	TO	7	Quelques centaines	sans	3-15	faible	5-20	Neutre
Smectite	TOT	10-21	Une dizaine	Ca ²⁺ , Na ⁺ hydratés entre feuillets et externes	80-150	élevée	700-800	Négative, Faible charge (0.2 à 0.6)
Illite	TOT	10	Quelques dizaines	K ⁺ secs entre feuillets et externes	10-40	faible	100-200	Négative, Forte charge (0.8 à 0.9)
Chlorite	TOT	14.1		Mg ²⁺ externe	10-40	faible	5-20	Positive

Tab.1 Comparaison entre différentes argiles [12].

On compare ci-dessous la structure des principales argiles :



Fig.9 Comparaison entre les structures des argiles[13].

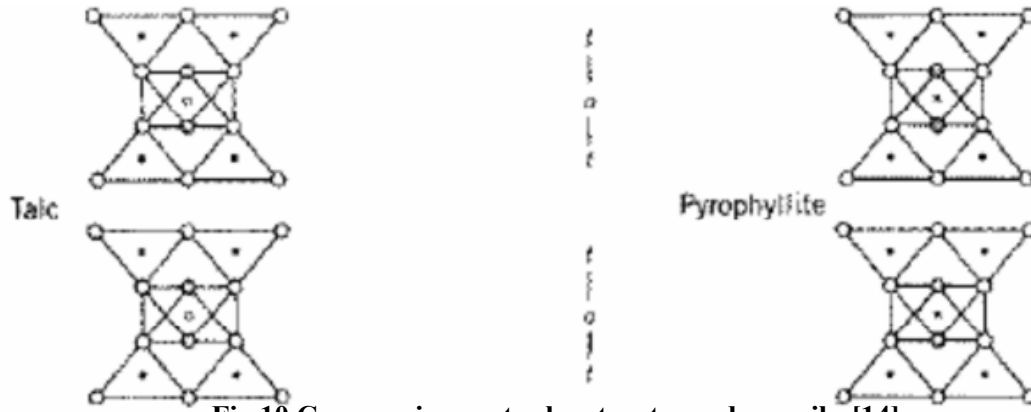


Fig.10 Comparaison entre les structures des argiles[14].

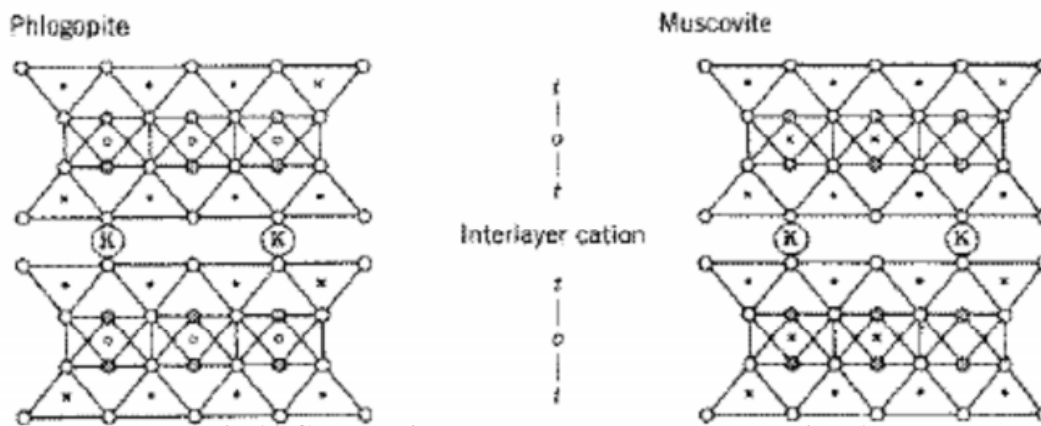


Fig.11 Comparaison entre les structures des argiles[15].

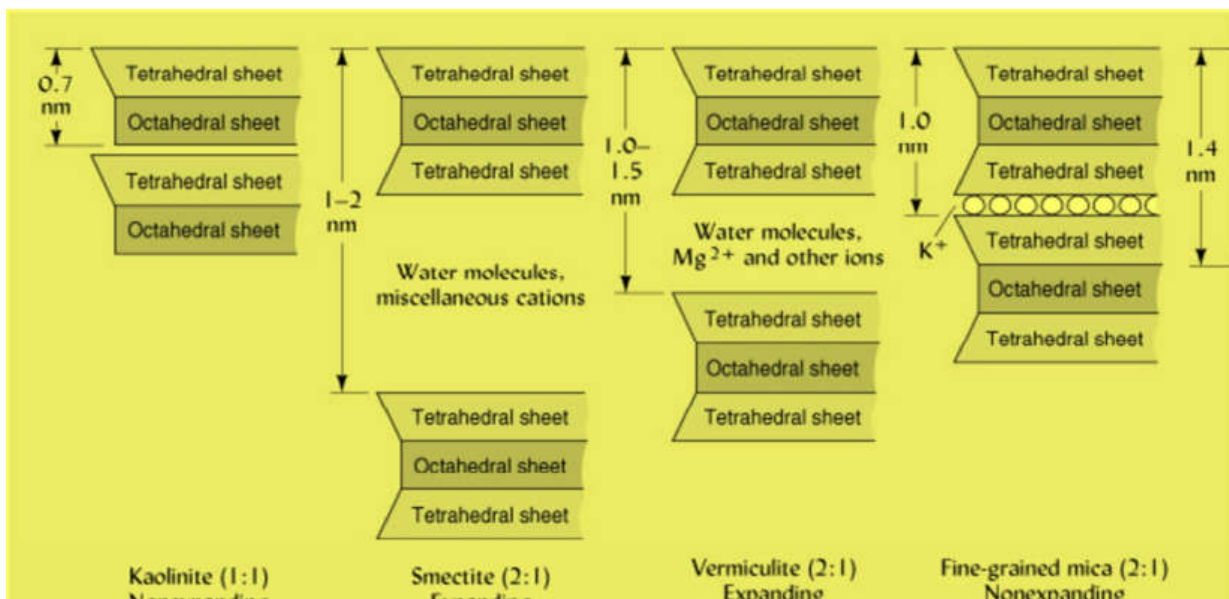


Fig.11 Comparaison entre les argiles[16].

I.6. Interactions physico-chimiques entre l'eau et l'argile

En considérant la nature électrique des feuillettes ou bien la présence de cations compensateurs, des interactions différentes de celles généralement observées dans les milieux poreux vont prévoir faire leur apparition.

I.6.1. Les différents types d'eau autour du Feuillet

Nous distinguons fréquemment trois types d'eau dans les argiles : l'eau libre, l'eau capillaire et l'eau adsorbée ou liée. L'importance des effets produits par ces types d'eau est liée à la nature chimique (présence de cations), à la fraction volumique (ou porosité) de l'argile elle-même directement liée à la taille de l'espace poral, au degré de compacité et au degré de saturation, et enfin à la nature minéralogique des argiles.

1.6.1.1. Eau libre

Comme pour tous les sols humides, on retrouve de l'eau libre dans les argiles. Celle-ci se trouve principalement dans les espaces interagrégat et éventuellement dans l'espace interparticulaire (loin des surfaces externes des particules). Cette eau est libre de circuler facilement dans le milieu; elle s'évapore complètement lorsque le sol est porté et maintenu à une température d'environ 105°C et son écoulement peut se produire par un gradient de charge hydrolique.

1.6.1.2. Eau capillaire

Dans le cas des argiles non saturées, cette eau est retenue sous forme de ménisques au voisinage des points de contact entre les grains par des forces capillaires, créant ainsi entre ces derniers des forces d'attraction. Son écoulement est produit par un gradient de succion à l'échelle de pore et traduit par une loi de Darcy généralisée (Richard, 1931).

1.6.1.3. Eau liée ou adsorbée

Contrairement aux milieux granulaires, les milieux argileux se distinguent par l'existence, autour de chaque particule, d'une couche semi-solide d'eau adsorbée dont les propriétés sont complètement différentes de celle de l'eau libre. En effet, la molécule d'eau, à cause de sa dissymétrie, agit comme un dipôle électrique (le centre de gravité des charges négatives est différent de celui des charges positives), sa propriété dépend de sa position dans le système eau particules solides, du fait des phénomènes d'interactions eau-argile.

À l'intérieur de la couche adsorbée, près de la particule solide, la densité de l'eau adsorbée dépasse celle de l'eau libre. Elle a des propriétés voisines d'un solide ; puis, en allant vers la limite de la couche, elle présente celle d'un liquide de moins en moins visqueux pour tendre enfin vers les propriétés de l'eau normale à la frontière eau libre-eau adsorbée, avec une densité finale égale à celle de l'eau libre (Martin, 1960); (Yong et Warkentin, 1966).

Les molécules d'eau de la couche adsorbée peuvent se mouvoir facilement le long de la surface du minéral et difficilement en sens perpendiculaire. Pour une argile donnée, l'augmentation de la valence des cations (par changement de cations) ou de leur concentration dans le liquide interstitiel se traduit par une réduction de l'épaisseur de cette couche. Elle dépend aussi de la constante diélectrique ainsi que de la température. L'épaisseur de la couche adsorbée varie entre

une couche de molécules d'eau et plusieurs dizaines de molécules d'eau (Martin, 1960). Elle ne peut être évacuée qu'à température élevée (entre 90 et 300 °C).

I.6.2. Interactions eau-argile

Au sein même d'une couche ou entre deux couches successives d'un même feuillet, les liaisons inter-atomiques sont des liaisons de valence primaire très fortes. Entre deux feuillets successifs, ces liaisons sont en général 10 à 100 fois moins fortes que les précédentes en raison des cations adsorbés.

En effet, différents mécanismes d'interactions vont pouvoir s'établir, entre les feuillets chargés négativement et l'eau, dans l'espace interfoliaire (ou au voisinage de la surface externe d'une particule). Ces mécanismes sont les suivants (Low, 1961); (Mitchell, 1993):

- **liaisons hydrogène**: entre les molécules d'eau et les oxygènes ou hydroxyles situés à la surface du feuillet : en effet, les atomes d'oxygène sont susceptibles d'attirer les pôles positifs de la molécule d'eau, de la même manière que les groupements hydroxyles attirent le pôle négatif de l'eau ;

- **les forces d'attraction de van der Waals** : du fait de la charge négative diffuse du feuillet, des liaisons électrostatiques du type van der Waals (attractives) peuvent s'établir entre l'eau et les sites où les charges négatives manifestent leur action attractive. Pour deux atomes, ces forces sont proportionnelles à l'inverse de la puissance septième de la distance d qui les sépare :

$F = K \times (d)^{-7}$ alors que pour des feuillets, elles s'expriment en $1/d^3$ de la distance séparant leur surface :

$$F = K \times (d)^{-3} \text{ (K est un constant) ;}$$

- **hydratation des cations échangeables** : les cations présents dans l'espace interfoliaire deviennent des sites privilégiés sur lesquels viennent se fixer les molécules d'eau, l'ensemble forme un polyèdre de coordination (Fripiat et Gatinéau, 1984); la fig.12 présente de manière schématique ces trois modes de liaisons possibles de l'eau interfoliaire ;

- **attraction par osmose** : plus on se rapproche de la surface chargée négativement du feuillet, plus la concentration des cations augmente ; afin d'annihiler ce gradient de concentration, les molécules d'eau ont tendance à se diffuser vers la surface (fig.13) ; notons que la concentration des cations adsorbés décroît exponentiellement au fur et à mesure que la distance à la particule augmente.

- **analogie avec un condensateur** : les surfaces argileuses peuvent être considérées comme le pôle négatif d'un condensateur ; les molécules d'eau orientent alors leurs pôles positifs en direction des surfaces négatives ; au milieu de l'espace interfoliaire, les cations compensateurs vont s'interposer afin d'éviter d'avoir des pôles négatifs de l'eau adjacents l'un à l'autre (fig.13).

Selon la force des liens unissant les feuillets d'argiles, ceux-ci autorisent ou non l'arrivée d'eau dans l'espace interfoliaire. Nous allons voir que pour certaines argiles (Kaolinites), l'eau ne peut s'engager entre les feuillets. Ces argiles sont faiblement gonflantes.

En revanche, dans les smectites, la faible liaison entre feuillets fait que chaque espace interfeuillet peut s'hydrater ; les smectites font partie des argiles dites « gonflantes ». L'amplitude du gonflement dépend de l'état initial et bien sûr des contraintes appliquées.

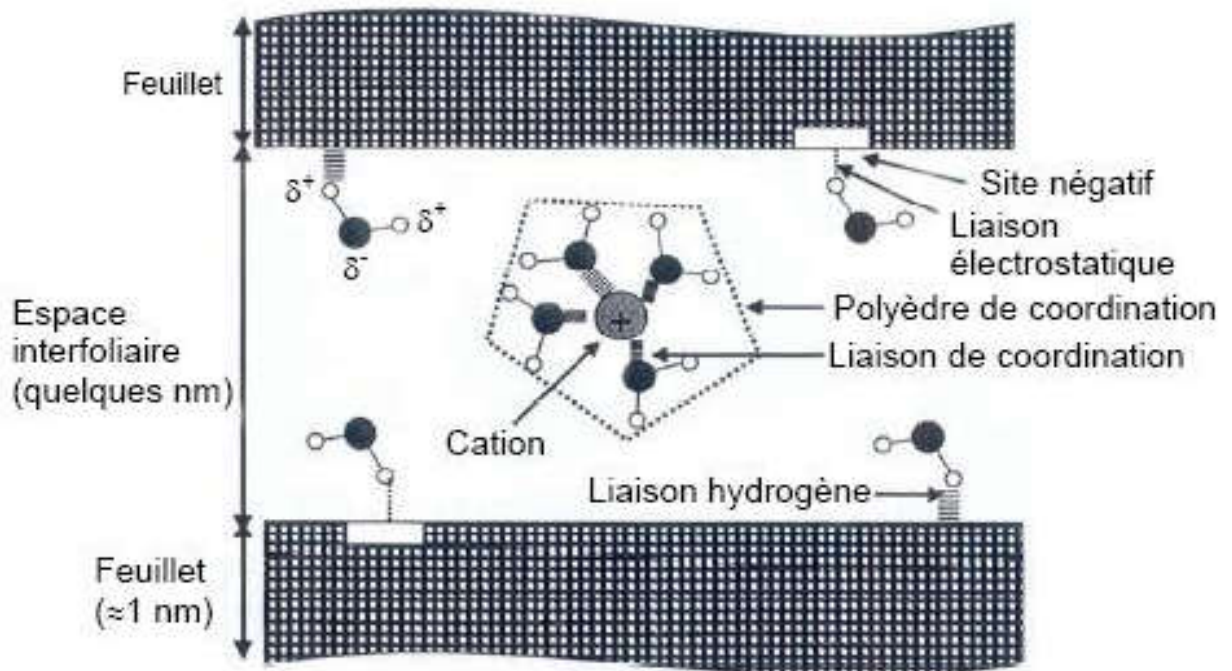


Fig.12 *Liaisons possibles de l'eau interfoliaire (Morel, 1996) [17].*

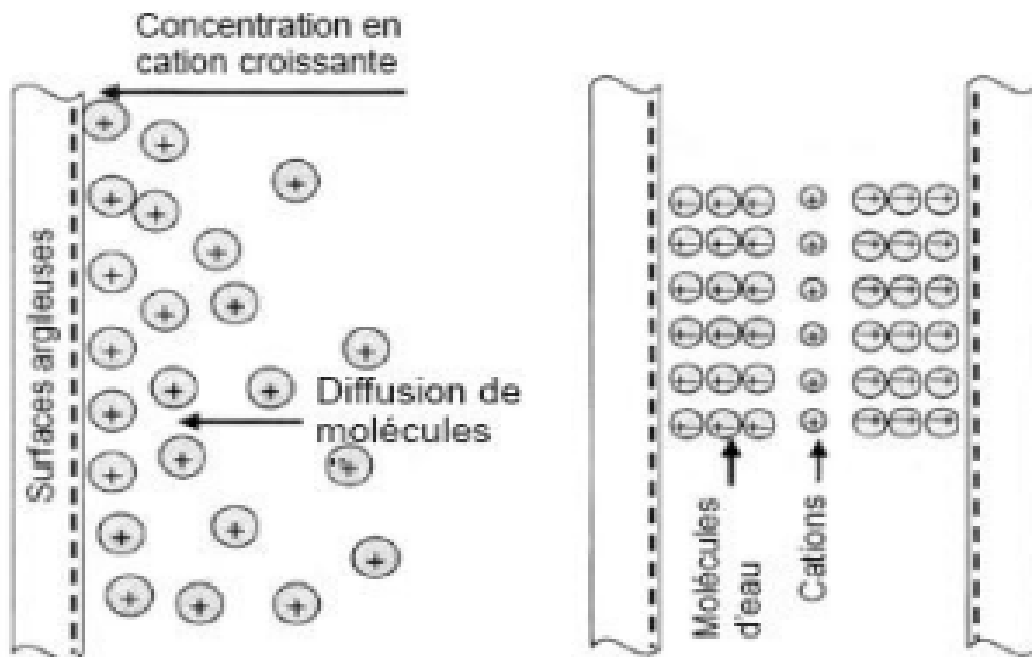


Fig.13 Mécanisme d'adsorption de l'eau sur les surfaces argileuses :
 a) Attraction par osmose, b) Attraction dipolaire (Mitchell, 1993) [18].

I.7. 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 (Fig.14).



Fig.14 Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides Montes et al, (wakim j, 2005) [19].

L'évolution de la microtexture 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 fig.15 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).

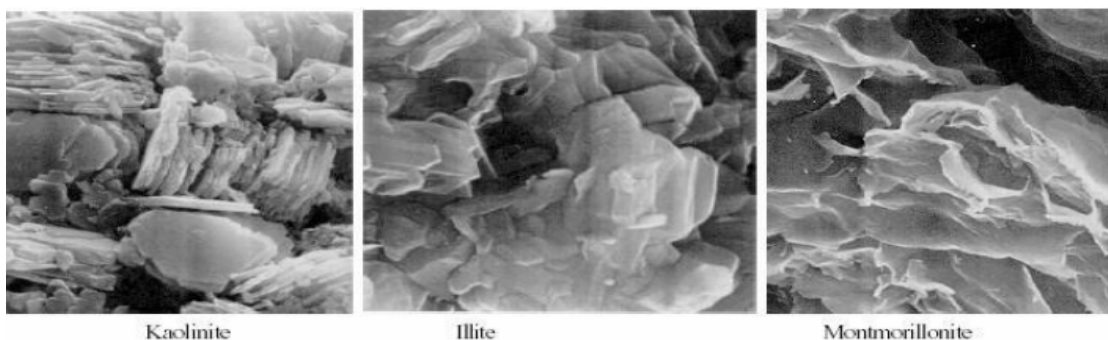


Fig.15: Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles (Mitchell, 1986)[20].

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.

I.8. Propriétés macroscopiques

I.8.1. Argiles tendres et argiles raides

Du point de vue du comportement et des propriétés mécaniques, les roches argileuses se situent entre les sols et les roches. Certaines roches argileuses sont « tendres » et très déformables ; on parle alors d'argiles « plastiques ». D'autres sont peu déformables, et présentent un comportement plus fragile que ductile au delà de la limite d'élasticité : ces argiles sont dites raides.

De manière générale (voir Rousset, 1988), les argiles dites plastiques présentent une teneur en argile et en eau importante, tandis que les argiles « raides » sont marquées par la présence de carbonates et de quartz qui leur confèrent ce type de comportement. Mais cette tendance n'est pas toujours confirmée : le caractère déformable ou non des roches argileuses est lié à la minéralogie mais aussi à l'état de compaction du matériau. A grande profondeur (quelques centaines de mètres), les argiles sont souvent très compactes. Leur porosité et leur teneur en eau sont alors faibles, tandis qu'elles sont peu déformables et que leur résistance mécanique est élevée.

Ainsi, minéralogie, teneur en eau et profondeur du dépôt sont des indicateurs forts pour le Classement des roches argileuses parmi les argiles plastiques ou raides. Il est toutefois difficile de fixer précisément ces critères. Rousset (1988) et Ghoreychi (1997) ont néanmoins tenté une analyse des corrélations entre le comportement mécanique et les caractéristiques de la roche.

- la transition entre le matériau tendre et le matériau induré peut être caractérisée par le module d'Young, la résistance mécanique et le caractère ductile ou fragile.
- le module d'Young est bien corrélé avec la teneur en eau et donc la porosité.

I.8.2. Propriétés mécaniques caractéristiques des argiles

Les roches argileuses présentent toujours, à des degrés divers, les comportements suivants : plasticité, viscoplasticité, endommagement. Du moins les essais mettent-ils en évidence des déformations irréversibles et, par suite, des comportements que l'on peut décrire par ces termes.

Du point de vue du comportement à court terme, il est souvent difficile de juger s'il s'agit de plasticité ou d'endommagement. Les deux théories permettent en général de décrire les phénomènes observés, et le choix de l'une ou de l'autre dépend souvent de l'emploi qu'on veut faire des lois ainsi mises en place. Ainsi, bien souvent, c'est la plasticité qui prime dans les lois utilisées au niveau des calculs d'ouvrages.

Pour les argiles raides, on peut penser qu'il s'agit plutôt d'endommagement dans la mesure où :

- les essais rapides de laboratoire mettent généralement en évidence une augmentation de volume irréversible, signe pour les roches de l'apparition d'un endommagement diffus ;
- les déformations irréversibles s'accompagnent souvent d'une perte de résistance et des propriétés élastiques (mais tel n'est pas toujours le cas pour les argiles raides) ;

- des chargements plus marqués conduisent à la rupture, qu'on peut évidemment plus facilement qualifier d'endommagement que de plasticité.

En fait, les mécanismes microscopiques qui se traduisent par les déformations irréversibles ne sont pas toujours bien compris pour les roches, et le choix de la bonne théorie à appliquer est délicat. Il est en général difficile de juger, entre plasticité et endommagement, quel phénomène est effectivement le bon. Ces phénomènes sont parfois couplés dans les modèles rhéologiques. Parfois aussi, l'endommagement est décrit en utilisant le formalisme de la plasticité.

Par ailleurs, pratiquement toutes les roches argileuses présentent un comportement différé.

irréversible (Rousset, 1988). Ce comportement est très marqué pour des argiles plastiques, nettement moins pour des argiles raides. Du fait de l'existence de déformations résiduelles après décharge, il ne s'agit pas (du moins pas seulement) de viscoélasticité, mais plutôt de viscoplasticité. Cette viscoplasticité ne doit pas non plus être confondue avec la consolidation ou le comportement différé lié à la dissipation de la pression de pores. Nous verrons au chapitre suivant différents modèles utilisés pour décrire l'ensemble de ces comportements.

Nous ne tenterons pas alors d'identifier quelle théorie (plasticité, endommagement) est la mieux adaptée, et nous nous contenterons de présenter les modèles.

1.8.3.L'argile en tant que milieu poreux

Deux approches sont utilisées pour les argiles : soit le matériau est considéré comme un milieu bi ou multiphasé composé d'un squelette solide et de pores remplis de fluide(s), soit le matériau est assimilé globalement à un solide auquel s'applique la mécanique des milieux continus.

Dans la pratique, le choix de l'une ou l'autre de ces approches dépend, pour une roche argileuse, du type de problème étudié et de la nature de la roche. De manière générale, on peut penser que la prise en compte du (des) fluide(s) est indispensable lorsque la roche est tendre ou lorsque les problèmes étudiés font intervenir des effets différés, tandis que la mécanique classique est adaptée pour l'étude de phénomènes à court terme pour des argiles raides. Mais cela n'est pas une règle stricte, et la question est toujours posée de savoir s'il faut utiliser une approche mécanique ou hydromécanique pour les argilites de l'Est par exemple (Kharkhour, 2002).

Plusieurs phénomènes, tels que la consolidation des sols et des roches, la dissipation de la pression interstitielle, les phénomènes d'imbibition/dessiccation, de gonflement/retrait, ou d'autres, intrinsèquement liés à la présence de fluides dans les pores (fissuration hydraulique, dilatation différentielle dans un four à micro-ondes), ne peuvent évidemment être étudiés sans une approche multiphasique.

Ces phénomènes, qui relèvent de processus hydromécaniques couplés, ont d'autant plus d'importance que la teneur en eau est élevée ; plusieurs aussi sont liés à la perméabilité.

Les argiles raides, dotés de porosités et de perméabilités très faibles, sont en général moins exposés à ces processus, du moins à court terme.

Toutefois, pour les sols en général et dans la plupart des cas pour les roches, l'argile est considéré comme un milieu poreux auquel on applique les préceptes et les théories, à cheval entre la théorie des mélanges et de la mécanique des milieux continus.

I.9. GONFLEMENT

I.9.1.Introduction

Les phénomènes de retrait-gonflement de certains sols argileux induisent des tassements différentiels qui se manifestent par des désordres affectant principalement le bâti individuel. En géotechnique de l'environnement, les sols argileux sont utilisés dans les barrières ouvragées de voisinage des galeries de stockage de déchets en profondeurs. Ils constituent également les couches imperméables des casiers de stockage en surface. Il est admis qu'un matériau argileux voit sa consistance se modifier en fonction de sa teneur en eau : dur et cassant lorsqu'il est desséché, il devient plastique et malléable à partir d'un certain niveau d'humidité. Ces modifications de consistance s'accompagnent de variations de volume, dont l'amplitude peut être parfois spectaculaire. Dans ce contexte, l'objectif principal de ce chapitre est d'élaborer une synthèse bibliographique des résultats existant sur le phénomène du retrait-gonflement et le comportement hydromécanique des sols gonflants.

Dans ce qui suit, les phénomènes de retrait-gonflement et les causes de la variation de volume des sols gonflants seront définis. Ensuite, les particularités liées à la structure de ces sols ainsi qu'une synthèse générale des mécanismes du gonflement et du retrait des sols gonflants seront présentées. Les spécificités du comportement hydromécanique des sols gonflants, les conséquences des sollicitations hydriques complexes, et l'influence du chemin de contrainte seront également étudiées. Le modèle de Barcelone pour la modélisation du comportement des sols gonflants (BExM) sera exposé. Pour terminer ce chapitre, les méthodes expérimentales utilisées dans notre travail seront présentées.

I.9.2.Nature du phénomène

En général, le retrait/gonflement des sols se caractérise par des mouvements de terrains différentiels de petite amplitude, provoqués par des variations de volume de certains sols argileux lorsque leur teneur en eau se modifie. Cet aléa ne concerne que certains sols argileux particulièrement en présence de minéraux gonflants. Les sables et les limons sableux présentent également des cycles de retrait et de gonflement suivant les fluctuations de leur teneur en eau, mais d'une amplitude bien plus petite. Ce phénomène est à l'origine des dégâts importants aux bâtis au cours des périodes de sécheresse prolongée (Figure.16-17). En climat tempéré, les argiles sont souvent proches de leur état de saturation, si bien que leur potentiel de gonflement est relativement limité, elles sont donc éloignées de leur limite de retrait, ce qui explique que les mouvements les plus importants sont observés en période sèche. La sécheresse se traduit par une baisse du niveau des nappes. La tranche la plus superficielle de sol, sur 1 à 2 m de profondeur, est alors soumise à l'évaporation. Il en résulte un retrait des argiles, qui se manifeste verticalement par un tassement et horizontalement par l'ouverture de fissures, classiquement observées dans les fonds de mares qui s'assèchent.

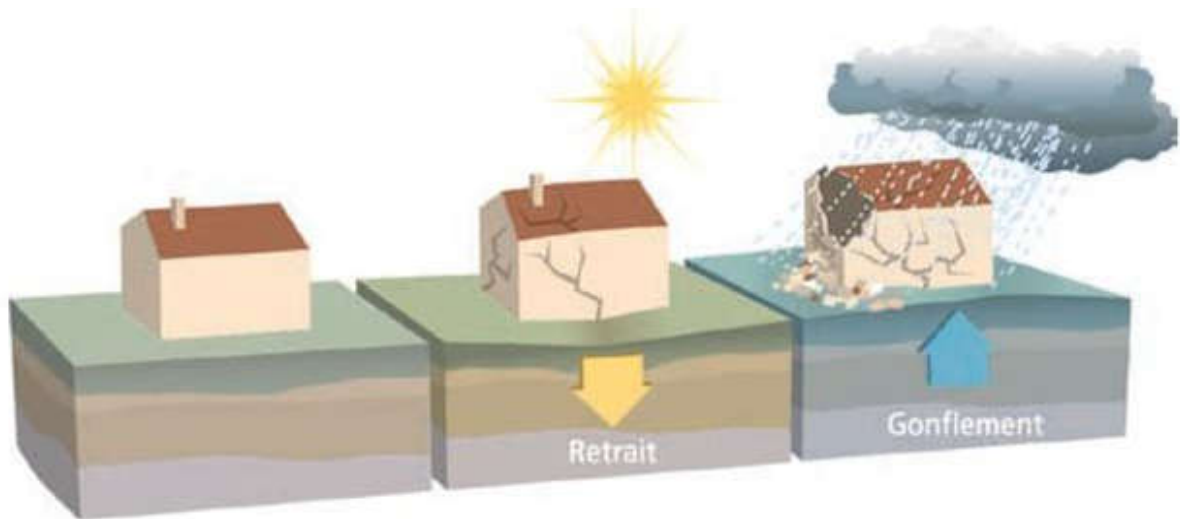


Fig.16 Effet de retrait-gonflement [21].

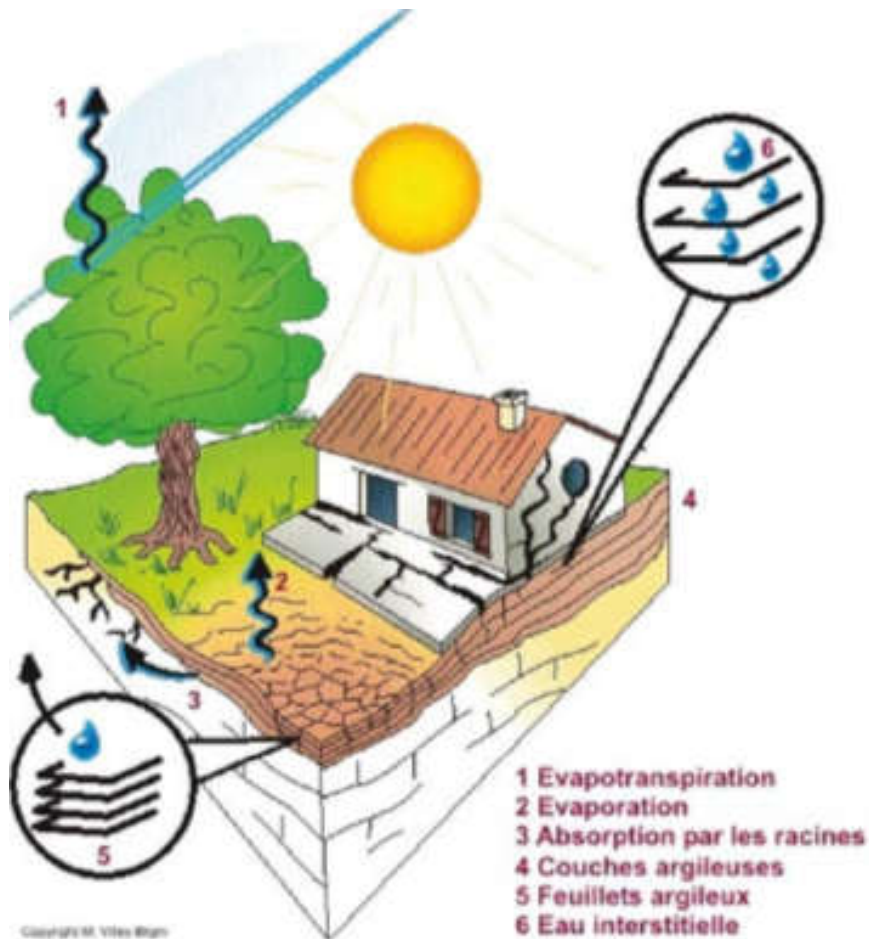


Fig.17 Effet de la teneur en eau [22] .

Les mouvements du sol qui sont à l'origine des désordres des constructions sont dus essentiellement aux diminutions de teneur en eau. De nombreux facteurs sont susceptibles de modifier les conditions d'équilibre hydrique des sols. Le principal facteur de prédisposition est

lié à la nature du sol et à la géométrie des couches. La végétation voisine de la construction exerce un rôle aggravant. En effet, la présence d'arbres accentue l'ampleur du phénomène en augmentant l'épaisseur du sol asséché. Les racines soutirent l'eau du sol, et peuvent s'étendre jusqu'à 1,5 fois la hauteur de l'arbre. Certains facteurs complémentaires interviennent : circulation d'eau, drains, fuite de réseaux, etc. Pour limiter l'effet de ces facteurs secondaires, le principe général sera de rechercher une atténuation des variations d'humidité. Par ailleurs, lors de précipitations, les sols se réhumidifient, ils gonflent et des soulèvements différentiels peuvent être à l'origine de nouveaux désordres. Contrairement aux phénomènes de tassement par consolidation, les effets ne s'atténuent pas avec le temps mais augmentent quand la structure perd de sa rigidité. Les sols gonflants compactés, en raison de leur très faible perméabilité, sont utilisés pour la construction de bassins de rétention ainsi que de barrières ouvragées dans les sites de stockage de déchets nucléaires. En effet, ces matériaux possèdent des propriétés qui répondent favorablement aux exigences posées par le problème d'enfouissement des déchets aussi bien en surface qu'en grande profondeur. Après leur mise en place, ces matériaux sont soumis à des sollicitations complexes qui peuvent influencer de manière très importante leurs propriétés hydromécaniques.

1.9.3. Identification des sols gonflants

Pour éviter les sinistres causés par les sols gonflants, il est essentiel de reconnaître ce type de sol. Traditionnellement, les valeurs de limites d'Atterberg ou le poids volumique sec ou la teneur en eau naturelle du sol permettent d'identifier ces sols. Le tableau 2 donne les différentes méthodes existantes pour classer les sols gonflants.

Essai	Paramètres déterminés	Référence
Limites d'Atterberg	Plasticité, Consistance	ASTM D 4318
Limite de liquidité	Indice de plasticité	ASTM D 4318
Limite de plasticité	Indice de liquidité	ASTM D 4318
Limite de retrait	Coefficient de retrait	ASTM D 427
Fraction argileuse	Pourcentage de passant au tamis de 2 µm	ASTM D 422
Essais minéralogiques	Minéralogie des particules argileuses	ASTM STP (1970)
Diffraction aux Rayons X (DRX)	Dimensions caractéristiques des prismes	ASTM STP (1970)
Analyses thermiques	Réactions caractéristiques à la chaleur	Barshad (1965)
Microscopie électronique à balayage	Forme et dimension des particules argileuses	McCrone & Delly (1973)
Capacité d'échanges cationiques	CEC (meq/100g)	Chapman (1965)
Gonflement libre	Potentiel de gonflement	Holtz et Gibbs (1956)
Gonflement à volume constant	Indice de gonflement	Lambe (1960)
Gonflement sous charge constante	Indice de gonflement	ASTM D 4546
CBR	Potentiel de gonflement	Yoder & Witezak(1975)
Coefficient d'extensibilité linéaire (Cole)	Déformation linéaire d'un sol naturel séché d'une succion initiale de 33kPa à l'état sec	Brasher <i>et al.</i> (1966)

Tab.2 Identification des sols gonflants au laboratoire [23] .

De nombreux modèles visant à estimer le potentiel de gonflement sont formulées à partir des limites d'Atterberg et de paramètres qui en découlent. Les tableaux 3 et 4 donnent quelques exemples de ces estimations.

w_R (%)	<10	10 – 12	>12
Potentiel de gonflement	Fort	Critique	faible

Tab.3 Relation entre le potentiel de gonflement et la limite de retrait (Altmeyer, 1955) [24] .

I_p (%)	0 – 10	10 – 20	20 - 35
Taux de gonflement	Faible	Moyen	Elevé

Tab.4 Relation entre le potentiel de gonflement et l'indice de plasticité (Seed et al., 1962) [25] .

Pour un sol contenant entre 8 et 65 % d'argile, Seed et al. (1962) établissent le tableau I.4 à partir d'un potentiel de gonflement défini comme le pourcentage de gonflement d'une argile compactée à l'optimum Proctor et soumise à une charge de 7 kPa. Ce potentiel est estimé par la formule :

$$\varepsilon_S = 10^{-5} I_p^{2,24}$$

Potentiel de gonflement	ε_S (%)	I_p (%)
Faible	0 - 1,5	0 - 10
Modéré	1,5 – 5	10 - 20
fort	5 - 25	20 - 35

Tab.5 Potentiel de gonflement (Seed et al., 1962) [26] .

Mais le gonflement d'un sol peut être estimé à partir de deux paramètres simultanément. Le BRE (Building Research Establishment, 1980) propose de le relier à la teneur en argile et à l'indice de plasticité (Tableau 26). Ghen (1988) (cité par Djdid & Bekkouche 2001) le relie au pourcentage en particules inférieures à 74 μm et à la limite de liquidité (Tableau 6).

%< 2 μm	I_p (%)	w_R (%)	Pourcentage de retrait	Potentiel de retrait
> 28	> 35	< 10	> 30	Très élevé
20 – 13	25 – 40	7 – 10	20 – 30	élevé
13 - 23	15 -30	10 – 15	10 - 30	Modéré

Tab.6 Potentiel de retrait (Holtz & Gibbs, 1956) [27] .

Potentiel de gonflement	I_p (%)	w_R (%)	w_L (%)
faible	< 18	> 15	20 – 35
Modéré	15 – 25	10 – 15	35 – 50
Fort	25 - 35	7 - 12	50 – 70

Tab.7 Potentiel de gonflement (Holtz & Dakshhanmurthy, 1973) [28] .

Nous avons retenu ces classifications indiquées pour l'évaluation de potentiel du gonflement des matériaux étudiés même si elles n'aboutissent parfois pas aux mêmes conclusions quant au caractère gonflant d'un sol, en partie à cause du fait que ces modèles ne sont pas basés sur les mêmes paramètres. En plus des ces estimations du potentiel de gonflement, certains auteurs (Komornik & David 1969, Vijayvergiya & Ghazzaly 1973, Didier et al. 1973, Brackley 1983, Nagaraj & Srinivasa 1983, Yahia-Aissa 1999) proposent des modèles estimant la pression de gonflement à partir de la teneur en eau naturelle, des limites d'Atterberg et de la masse

volumique sèche, mais leur utilisation a montré qu'ils ne sont applicables qu'aux sols pour lesquels ils ont été définis.

I.9.4.Mécanisme de gonflement des sols argileux

Le processus de gonflement des sols argileux au contact de l'eau et des sels dissous met en jeu séparément ou de façon combinée des phénomènes physico-chimiques et mécaniques variés. Ces phénomènes sont décrits ci-après.

I.9.4.1.Gonflement interfoliaire et gonflement interparticulaire

Certaines argiles, pour lesquelles les liaisons interfeuillet sont très faibles, ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillets voisins (c'est le cas de la montmorillonite et de certaines chlorites). L'eau pénètre à l'intérieur des particules et s'organise en couches monomoléculaires. Il s'agit alors d'un gonflement intraparticulaire ou interfoliaire, qui intervient

à l'échelle la plus petite de la structure argileuse, mais peut présenter une ampleur très importante (Didier, 1972). En dehors de ce cas particulier qui définit les argiles dites "gonflantes", le gonflement est interparticulaire, c'est-à-dire l'eau ne pénètre pas à l'intérieur des particules d'argile mais lié à son état de saturation. Ce gonflement interparticulaire, contrairement au gonflement interfoliaire, a une ampleur assez limitée, mais affecte toutes les argiles.

I.9.4.2.Aspects phénoménologiques du gonflement

I.9.4.2.1.Cas des sols saturés

Dans le cas saturé, le sol est un matériau biphasique "eau-solide". Le rôle mécanique de chacune de ces deux phases est correctement décrit par le concept des contraintes effectives. Cependant, le comportement des particules d'argiles qui interagissent avec les sels en solution de manière à acquérir l'électroneutralité du milieu crée un potentiel osmotique qui n'est en général pas pris en compte en géotechnique. La particule d'argile présente généralement une charge nette négative due à des substitutions isomorphes au niveau des feuillets. Ce déficit de charges se traduit par la fixation de cations et par l'orientation des molécules polaires (d'eau, par exemple) dans l'espace périphérique de la particule et éventuellement entre les feuillets. A l'attraction des cations par la surface des particules d'argile s'oppose la tendance des ions à diffuser et à se distribuer d'une manière homogène dans l'eau. Le résultat de cette interaction est un nuage d'ions entourant la particule, appelé double couche électrique diffuse (figure 1.9). Le modèle de la double couche diffuse permet de prévoir la distribution des ions adjacents à la surface de la particule argileuse (Mitchell, 1976). Il est développé pour des surfaces planes ou sphériques. La surface de la particule d'argile est assimilée à un plan uniformément chargé négativement, le nombre de cations diminue exponentiellement lorsqu'on s'éloigne de la surface de la particule et, au contraire, le nombre d'anions s'accroît. Ces deux nombres étant égaux dans la solution interparticulaire.

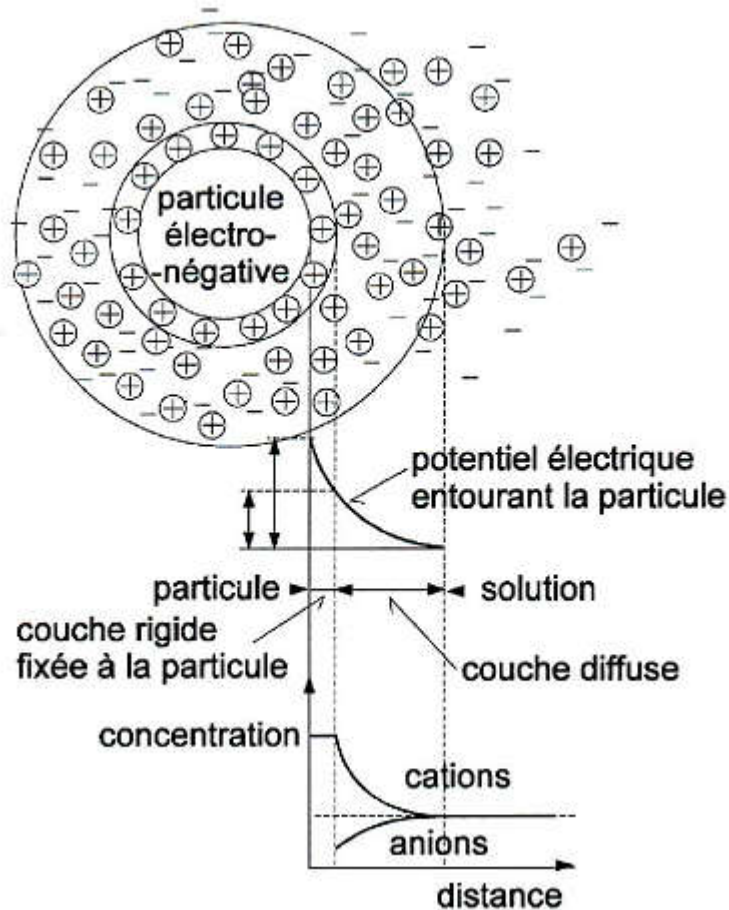


Fig.18 Schéma de la double couche d'eau entourant une particule argileuse [29] .

La théorie de la double couche développée par Bolt (1956) et Van Olphen (1963) se base sur l'étude de l'interaction de deux "plaquettes" d'argile parallèles. Dans un sol saturé, l'épaisseur de la double couche associée à une particule correspond à la distance nécessaire à partir de la surface pour neutraliser la charge nette sur la particule ; le potentiel électrique à l'extérieur de la double couche étant ainsi nul. Elle est donnée par la formule suivante:

$$\frac{1}{K} = \sqrt{\frac{\epsilon_{liq} \cdot K \cdot T}{8 \cdot \pi \cdot n_0 \cdot e^2 \cdot z^2}}$$

où

- 1/K** : est l'épaisseur de la double couche en cm ;
- ϵ_{liq}** : constant diélectrique du milieu liquide ;
- K** : constante de Boltzmann ;
- T** : température absolue en Kelvin ;
- e** : charge électrique d'un électron ;
- Z** : valence des cations ;
- n_0** : concentration en ions du milieu liquide (en ions/m³).

Dans un milieu saturé, un bilan des forces permet de montrer rapidement qu'une diminution des contraintes effectives entraîne un gonflement interparticulaire. Considérons deux particules argileuses que l'on peut représenter comme plates et parallèles (figure 19). Quand elles sont immergées dans une solution électrolytique, elles sont soumises, d'une part, à une pression extérieure sous forme de contrainte effective σ' et, d'autre part, aux forces électriques. Les forces électriques se composent de la pression osmotique de répulsion P_R et de la force "surfactive" d'attraction P_A de Van der Waals, qui dépend de la distance $2d$ entre les particules et décroît très rapidement avec cette distance. Pour maintenir les particules à la distance $2d$, il faut que la contrainte nette ($P_R - P_A$) équilibre la contrainte de compression σ' et donc qu'elle soit répulsive: $\sigma' = P_R - P_A$.

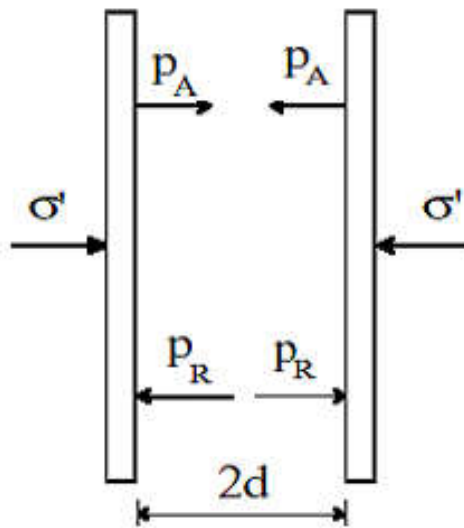


Fig.19 Forces agissant sur deux particules d'argile [30] .

Sridharan et Jayadeva (1982), cité par Bultel (2001), ont constaté que, pour les matériaux argileux tels que la kaolinite ou la montmorillonite, la force d'attraction de Van der Waals est négligeable devant la pression osmotique de répulsion, pour l'intervalle de pressions mesurées habituellement en géotechnique. Dans ces conditions, le mécanisme de gonflement s'explique de la façon suivante : supposons que la contrainte effective vienne à baisser, l'équilibre ne peut être assuré que par une diminution de la pression osmotique de répulsion, c'est-à-dire, pour une minéralogie du sol et une composition du liquide interstitiel données, par un écartement des deux particules ; ceci tend par ailleurs à diminuer légèrement la force de Van der Waals. Ainsi, une diminution de contrainte effective se traduit au niveau macroscopique par le gonflement des argiles.

En résumé, dans le gonflement des argiles saturées, la pression osmotique joue un rôle prépondérant. La théorie de la double couche fournit une interprétation intéressante des phénomènes physico-chimiques sur le plan qualitatif, mais il faut rester prudent pour appliquer quantitativement cette théorie à une masse de matériau argileux car les hypothèses utilisées ne caractérisent pas toujours la texture d'un terrain naturel qui peut être très variée.

1.9.4.2.2. Cas des sols non-saturés

L'expression « sols non-saturé » regroupe les sols sous état de succion, c'est-à-dire où la pression d'eau u_w est inférieure à la pression d'air u_a ($u_w < u_a$). Ceux-ci peuvent être non saturés (degré de saturation $S_r < 100$ %) ou bien saturés ($S_r = 100$ %). Le terme de succion indique donc un déficit de pression de l'eau du sol par rapport à la pression atmosphérique. La

succion peut atteindre plusieurs centaines de mégapascals. Dans le cas non-saturé où le matériau est triphasique "solide-eau-air", une phase gazeuse coexiste avec la phase liquide au sein du milieu poreux solide que constitue le squelette du sol. Lorsque l'on a affaire à un sol non-saturé, on est confronté à une pression d'eau négative. Cette pression interstitielle est négative sous la double action de la capillarité et de l'adsorption d'eau contre les minéraux argileux. La succion totale du sol peut être vue comme la somme de deux composantes principales : la succion matricielle et la succion osmotique (Aitchison, 1965 cité par Reiffsteck, 1999). *La succion matricielle* exprime la capacité de rétention d'eau des composants du sol. Elle est la somme d'une composante capillaire et d'une composante associée aux forces d'adsorption développées par les particules d'un sol. *La succion osmotique* du sol est liée aux sels présents dans le sol. Ces différentes succions sont décrites ci-après.

a/ Succion capillaire

Lorsqu'un liquide et un gaz sont en contact, l'interface entre les deux phases est le siège d'une tension de surface T_s . En effet, une molécule à l'intérieur du liquide n'est pas soumise aux mêmes forces d'interaction intermoléculaires qu'une molécule se situant à l'interface liquide-gaz. Cette propriété permet d'expliquer le phénomène d'ascension capillaire (figure 20).

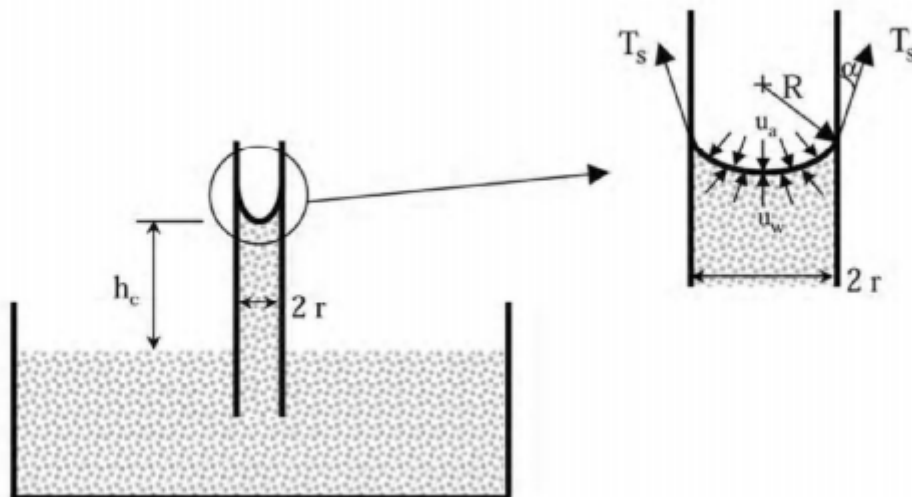


Fig.20 Phénomène d'ascension capillaire. [31] .

La relation suivante de Jurin-Laplace relie la pression capillaire au rayon du tube capillaire :

$$P_c = u_a - u_w = \frac{2 \cdot T_s \cdot \cos \alpha}{r}$$

avec

- P_c : pression capillaire (kPa) ;
- α : angle de mouillage ;
- u_a : pression de l'air au-dessus de l'interface (kPa) ;
- u_w : pression de l'eau en dessous de l'interface (kPa) ;
- T_s : tension de surface ($N \cdot m^{-1}$) ;
- r : rayon du tube capillaire (m).

Cette relation montre que plus le tube est petit, plus la pression capillaire est élevée. La hauteur d'ascension capillaire est donnée par la relation suivante :

$$h_c = \frac{2 \cdot T_s \cdot \cos \alpha}{r \cdot \gamma_w}$$

avec

h_c : hauteur d'ascension capillaire (m) ;

γ_w : poids volumique de l'eau (kN.m^{-3}).

b/ Succion d'adsorption

Les argiles sont des particules globalement chargées négativement et qui, de ce fait, ont tendance à adsorber de l'eau à leur surface. Les forces en jeu sont de type hydrogène, liées à l'hydratation des cations du sol, ou de type Van der Waals. Ce phénomène est à l'origine de la succion d'adsorption.

c/ Succion osmotique

La composante osmotique de la succion est due à la présence d'ions en solution. La tendance des ions à s'hydrater et l'existence de différences de concentration entre plusieurs points du sol sont à l'origine de cette composante. Dans le cas où la concentration en sels de la solution de sol est faible, elle peut être négligée. La succion osmotique dépend aussi de l'état de saturation du sol : plus le degré de saturation augmente, plus la succion osmotique décroît (Edil & Motan, 1984 ; Houston et al., 1994) (cité par Cuisinier, 2002).

d/ Succion totale

L'ensemble de ces forces constitue la force de succion qui agit directement sur les molécules d'eau, polaires par nature. La succion totale est reliée à l'humidité relative par la loi de Kelvin :

$$\Psi = -\gamma_w \frac{R \cdot T}{M \cdot g} \ln \left(\frac{p}{p_0} \right)$$

avec :

Ψ : succion totale (kPa) ;

R : constante des gaz parfaits ($8,31432 \text{ J.mol}^{-1} \cdot \text{K}^{-1}$) ;

T : température absolue (K) ;

M : masse molaire de l'eau ($18,016 \text{ g.mol}^{-1}$) ;

g : accélération de la pesanteur ($9,81 \text{ m.s}^{-2}$) ;

p : pression partielle de vapeur (kPa) ;

p_0 : pression de vapeur saturante à la température T (kPa).

La succion peut également être exprimée par une échelle logarithmique, appelé potentiel de succion et définie en fonction de la succion s (en kPa) comme suit :

$$pF = \log \left(\frac{s}{\gamma_w g} \right) + 2$$

La relation entre la succion et la saturation du sol dépend du rayon de courbure moyen des surfaces de contact et des conditions de mouillage de la surface des particules ; elle est donc différente selon le sol considéré. Cette relation dépend de la nature minéralogique, de la taille, de l'arrangement des particules et bien sûr de l'hygrométrie, de la taille et de la géométrie des pores.

1.9.4.2.3. Cas des sols secs

Ce cas apparaît lorsque la surconsolidation est due au retrait de l'argile provenant d'une dessiccation plus ou moins poussée du matériau. L'assèchement d'un matériau fin a pour effet de soumettre celui-ci à un système de contraintes effectives qui provoquent un resserrement du squelette minéral analogue à celui que provoquerait l'application d'une charge effective sur le matériau en question (Mesri et al., 1999). Si les cristallites sont épais (type kaolinite), ils se rapprochent (face-face) durant la dessiccation et se stabilisent lorsqu'ils sont en contact. Les cristallites type illite ou montmorillonite constituent des unités morphologiques plus longues qui vont durant la dessiccation soit se rompre facilitant ainsi l'apparition d'une orientation, soit se déformer sans rupture pour permettre à la porosité de diminuer jusqu'au retrait ultime. Ce cas très particulier apparaît lorsqu'une formation argileuse se trouve coupée de toute alimentation en eau. Dans une argile sèche, les cations adsorbés sont fortement maintenus par les surfaces d'argile. Les cations en excès de ceux nécessaires à acquérir l'électroneutralité des particules d'argile et les anions associés sont présents sous forme de sels. Quand l'argile est placée en présence d'eau, les sels entrent en solution et ont plus ou moins tendance à diffuser pour égaliser les concentrations. Les formations d'argiles gonflantes surconsolidées par dessiccation se rencontrent, en surface, dans de nombreuses régions semi-arides du monde, et en profondeur, dans toutes les régions ayant subi ce type de climat durant le tertiaire et le secondaire. On rencontre également des argiles sableuses très peu plastiques qui, en raison de leur très forte dessiccation, présentent un potentiel de gonflement élevé.

1.9.5. Retrait des sols gonflants

Le retrait consiste en une diminution du volume du sol due à l'évaporation de l'eau présente dans ses pores (Figure 21). L'assèchement progressif du sol provoque des tensions capillaires et la formation de ménisques autour des particules du sol. Les tensions capillaires sont à l'origine de contraintes de cisaillement. Plus l'eau s'évapore, plus les tensions capillaires augmentent et plus le rayon des pores diminue (équation Jurin-Laplace). Parallèlement, la résistance à la traction du sol augmente. Quand cette résistance atteint les contraintes engendrées par les tensions capillaires, le retrait s'arrête, le volume du sol ne diminue plus. La teneur en eau pour laquelle le retrait cesse correspond à la limite de retrait. Pendant le drainage d'un sol on peut observer trois phases successives (Schubert, 1982). Dans la première phase, tous les macropores sont complètement saturés (Figure 22). La deuxième phase, appelée phase transitionnelle, commence au point d'entrée d'air due à l'évaporation de l'eau de surface des macropores. Le sol se désature et l'air entre dans les pores. En revanche, l'air sera enfermé dans les pores et quelques pores seront encore saturés (Figure I.9-b). Dans la dernière phase, le sol ne peut plus perdre de volume, l'air occupe tout l'espace des macropores et l'état de volume constant sera atteint (Figure 22).



Fig.21 Phénomène de retrait [32] .

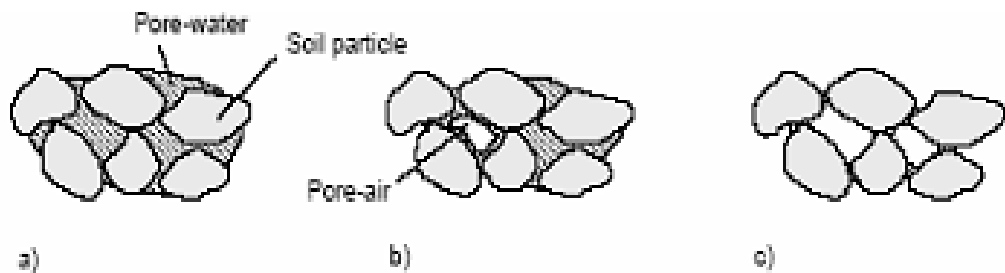


Fig.22 Différentes phases du retrait (Schubert, 1982) [33] .

Le déroulement du retrait peut être décrit en trois phases, en fonction de la diminution du volume d'eau et de sol : retrait normal, retrait résiduel et absence de retrait qui sont montrés sur la courbe de retrait (Figure I.10) (Haines 1923 ; Sposito 1973 ; Mc Garry & Daniells, 1987 ; Coughlan et al., 1991 ; Kim et al., 1992 ; Tripathy et al., 2002). - Retrait normal : la diminution du volume du sol est égale au volume d'eau perdu; dans cette phase, le sol est toujours saturé et donc, l'air n'entre pas dans les pores. - Retrait résiduel : une fois la limite de retrait atteinte, l'air entre et occupe les vides du sol (point d'entrée d'air), de telle sorte que la diminution du volume de sol est beaucoup plus faible que le volume d'eau perdue. - L'absence de retrait : le volume du sol ne peut plus varier du fait de l'agencement des particules, mais l'eau continue de s'évaporer.

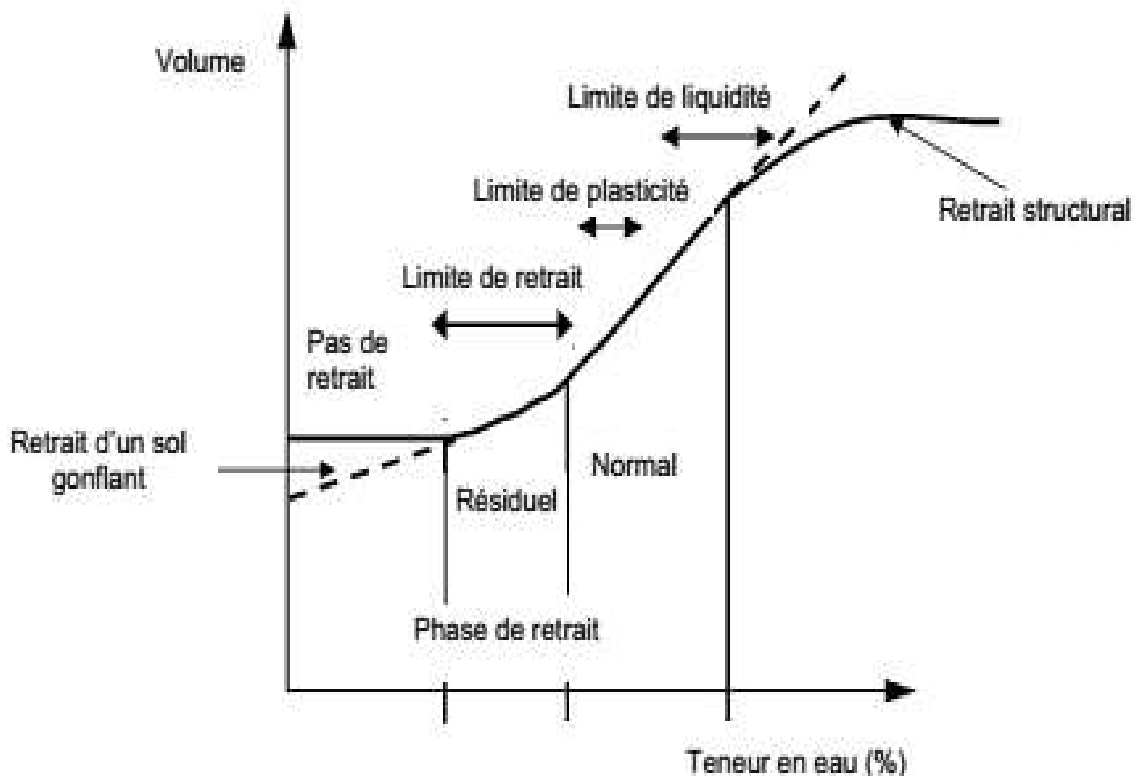


Fig.23 Courbe de retrait classique [34] .

Le retrait évolue de manière linéaire jusqu'à une teneur en eau définie comme la limite de retrait (w_R). A partir de cette limite, le sol perd de l'eau sans grande variation de volume. On considère la limite de retrait comme l'intersection de deux segments présentant le retrait normal et l'absence de retrait. Le coefficient de retrait (RI) est égal à la pente de la droite du graphe qui représente la variation relative de hauteur en fonction de la teneur en eau (Figure I.10). Dans les sols naturellement structurés, il y a aussi une quatrième phase appelée retrait structural (Figure I.10). Le volume d'eau perdu est supérieur à la diminution du volume de sol (Yule & Richie, 1990). Les sols restructurés n'ont pas cette étape (Bronswijk, 1988). Pour les sols gonflants, les variations de volume continuent même pour les teneurs en eau inférieures à celles de limite de retrait (Figure I.10). Différents types d'essais de dessiccation (Philipponnat 1991, Biarez et al. 1988, AFNOR XP P94-060 parties 1 et 2) sont réalisés pour caractériser la déformation ou le retrait des sols argileux. Toutefois, ces essais ne conduisent pas toujours aux mêmes caractéristiques. En outre, certains essais tendent à disparaître, en raison de problèmes pratiques posés par leur mise en œuvre (par exemple, l'utilisation de produits dangereux comme le mercure).

1.9.5.1. Essais de dessiccation pour la détermination de la limite de retrait conventionnelle

La description de cet essai est détaillée dans la norme expérimentale XP P94-060.1. L'essai consiste à préparer, à partir d'un échantillon de sol, une pâte constituée des éléments passant au tamis de 400 μm et à soumettre des éprouvettes de volume initial connu de cette pâte à dessiccation à l'air libre, puis à l'étuve où une mesure du volume est faite. En postulant que ce volume est identique à celui qui correspond à la limite de retrait et que la variation de volume n'est due qu'au départ de l'eau pendant la dessiccation, il est possible de déterminer la limite de retrait conventionnelle.

1.9.5.2. Essais de dessiccation pour la détermination de la limite de retrait effective

La norme française XP P94-060.2 fournit le détail du matériel et du mode opératoire de l'essai. Cet essai consiste à mesurer la variation de hauteur d'une éprouvette cylindrique extraite d'un échantillon intact, disposée sur un bâti et soumise à dessiccation à l'air libre, puis à l'étuve.

L'évolution de la variation de hauteur avec la teneur en eau représente la courbe de retrait à partir de laquelle la limite de retrait effective est déterminée. Un exemple de mesure de la limite de retrait par les deux méthodes précédentes est donné sur la figure 24.

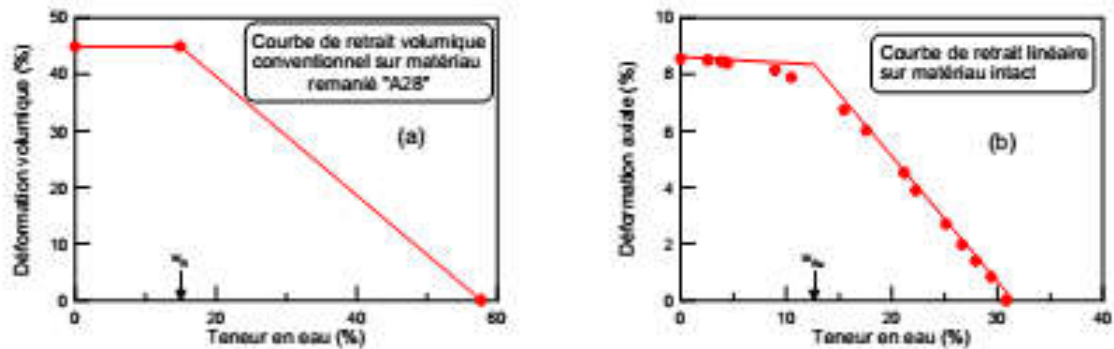


Fig.24 Détermination des limites de retrait (a) conventionnelle sur le matériau argileux remanié et (b) effective sur le même matériau intact [35] .

I.9.5.3. Facteurs contrôlant la limite de retrait

Contrairement à la limite de retrait conventionnelle qui est déterminée sur un échantillon remanié et qui est donc indépendante de l'état initial du sol, la limite de retrait effective ou celle déduite de l'essai de drainage dépend fortement de l'état initial du sol et de son degré de consolidation (Figure I.12). Plus généralement, la limite de retrait est fortement liée à la plasticité du sol et croît avec la limite de liquidité bien qu'il semble que l'on ne puisse pas établir de relation directe entre les deux paramètres (Zerhouni, 1991). En 1980, le « Building Research Establishment » a proposé une classification des potentiels de retrait des sols argileux en fonction de leur teneur en argile et de leur indice de plasticité présentée sur la Figure I.13. On peut donc dire que la limite de retrait d'un sol argileux sera liée aux mêmes paramètres que ceux qui définissent son potentiel de gonflement, parmi lesquels on peut citer : le pourcentage d'argile, la limite de liquidité ou l'indice de plasticité, la valeur au bleu de méthylène (VBS), la capacité d'échange cationique (CEC), etc.

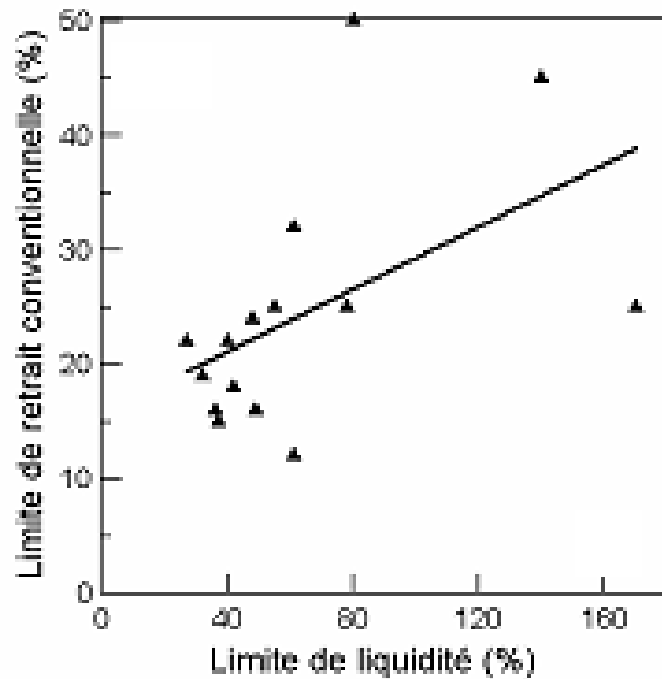


Fig.25 Corrélation entre la limite de liquidité de différents sols argileux et la limite de retrait conventionnelle (Zerhouni 1991) [36] .

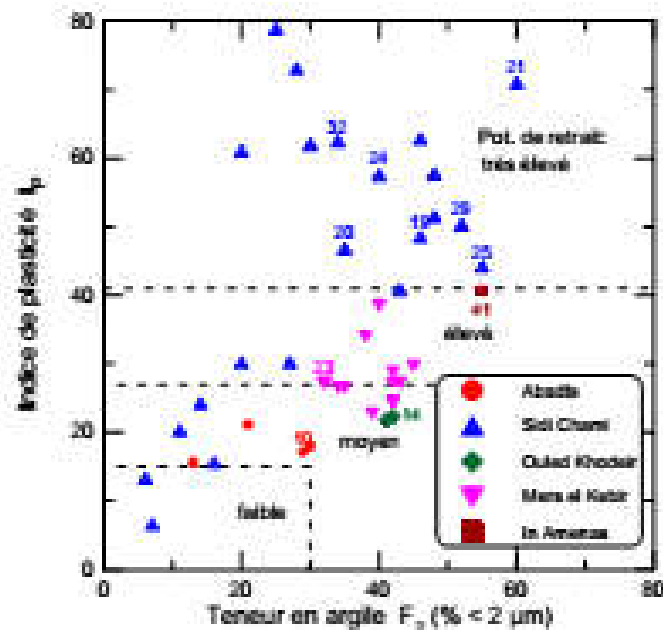


Fig.26 Classification des potentiels de retrait du Building Research Establishment (1980) [37] .

1.9.6. Comportement hydrique et courbe de rétention des sols argileux

La relation entre la teneur en eau du sol et la succion correspondante est appelée courbe de rétention de l'humidité du sol (Soil Water Retention Curve). Cette courbe peut être obtenue par drainage, séchage d'un sol initialement saturé ou bien par humidification, mouillage d'un sol initialement sec. On parlera de courbe de désorption dans le premier cas et de courbe de sorption dans le second. Cette relation n'est pas unique. L'hystérésis de cette courbe a été expliqué par

différents auteurs (Hillel, 1988), il serait lié à une variation de l'angle de contact en fonction du processus (humidification ou bien dessiccation), à la présence d'air piégé dans le sol, aux éventuels couplages hydromécaniques et à la non-uniformité géométrique des pores (effet bouteille d'encre, effet de goulot).

Fleureau et al. (1993, 2002) ont observé un retrait irréversible lors d'un cycle de drainage-humidification réalisé sur une kaolinite normalement consolidée. La figure 27 présente ce cycle de drainage-humidification sur la courbe teneur en eau massique en fonction de la succion. Sur le chemin de drainage à partir d'une pâte d'argile saturée (à $w_0 = 1,5 w_L$), la teneur en eau présente d'abord une variation lente (1) jusqu'à la succion de préconsolidation, puis la variation de w s'accélère selon un segment de droite (2) qui se confond avec le chemin normalement consolidé (NC) du matériau saturé sur chemin de compression isotrope. Enfin, une diminution rapide de la teneur en eau (3) se produit jusqu'à une valeur nulle. Le chemin suivi est en grande partie irréversible sauf dans la dernière phase (3) puisque les phases (1) et (2) sont remplacées par une phase de réhumidification progressive (4).

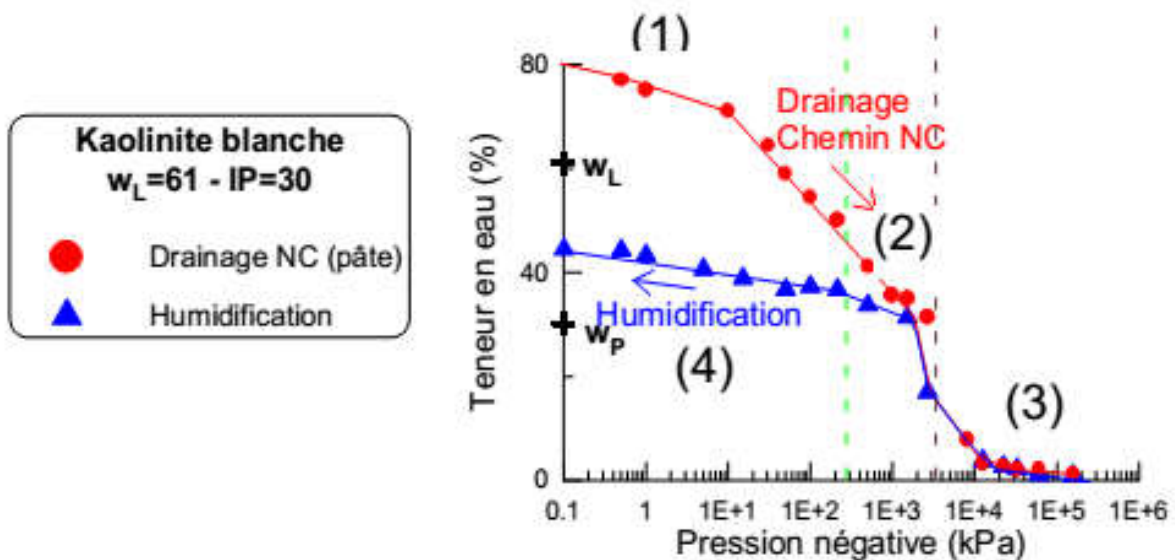


Fig.27 Courbe de rétention d'une kaolinite préparée sous forme de pâte saturée (Fleureau et al., 1993) [38] .

Pour bien comprendre la signification de ces différentes phases du comportement, il faut associer au graphique ci-dessus les variations des autres paramètres comme l'indice des vides ou le degré de saturation (Figure 28).

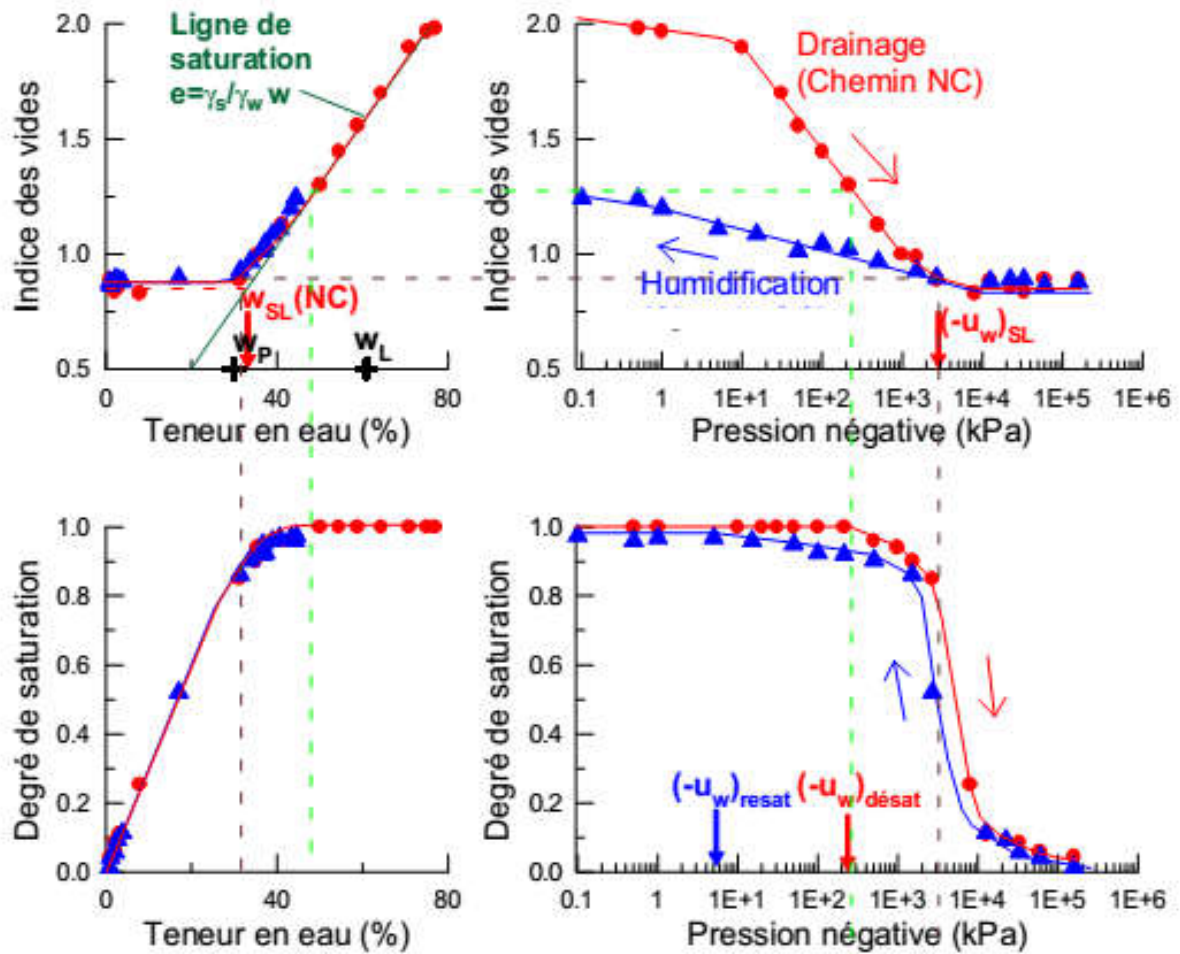


Fig.28 Courbe de rétention d'une kaolinite préparée sous forme de pâte saturée (Fleureau et al., 1993) [39] .

En comparant la courbe de variation de la teneur en eau et la courbe de variation du degré de saturation en fonction de la succion, on constate que, sur une grande partie de la courbe de rétention (jusqu'à une succion de 300 kPa), l'argile reste saturée ou quasi-saturée. Au-delà, on observe une chute très rapide du degré de saturation jusqu'à 0. La comparaison de l'évolution simultanée de la saturation, de la teneur en eau et de la succion au cours de la dessiccation, met en évidence l'existence d'un domaine saturé ou très proche de saturation à succion non nulle, ce qui correspond à l'état partiellement saturé défini par Aitchison (1959). La succion s_E , à partir de laquelle l'air commence à pénétrer dans le sol, est appelée le point d'entrée d'air (Figure I.16). Les mécanismes régissant la succion dépendent de la teneur en eau du milieu (McQueen & Miller, 1974). A des teneurs en eau faibles, l'eau interstitielle est principalement sous forme de couches minces sur les surfaces de particules où les effets de la succion sont gouvernés par la surface spécifique de sol. Par ailleurs, pour les succions faibles, le mécanisme dominant devient la succion capillaire gouverné principalement par le type de particule, la structure de pores et la distribution de pores (Figure 29). La succion osmotique a toujours la même influence sur la gamme entière de la teneur en eau.

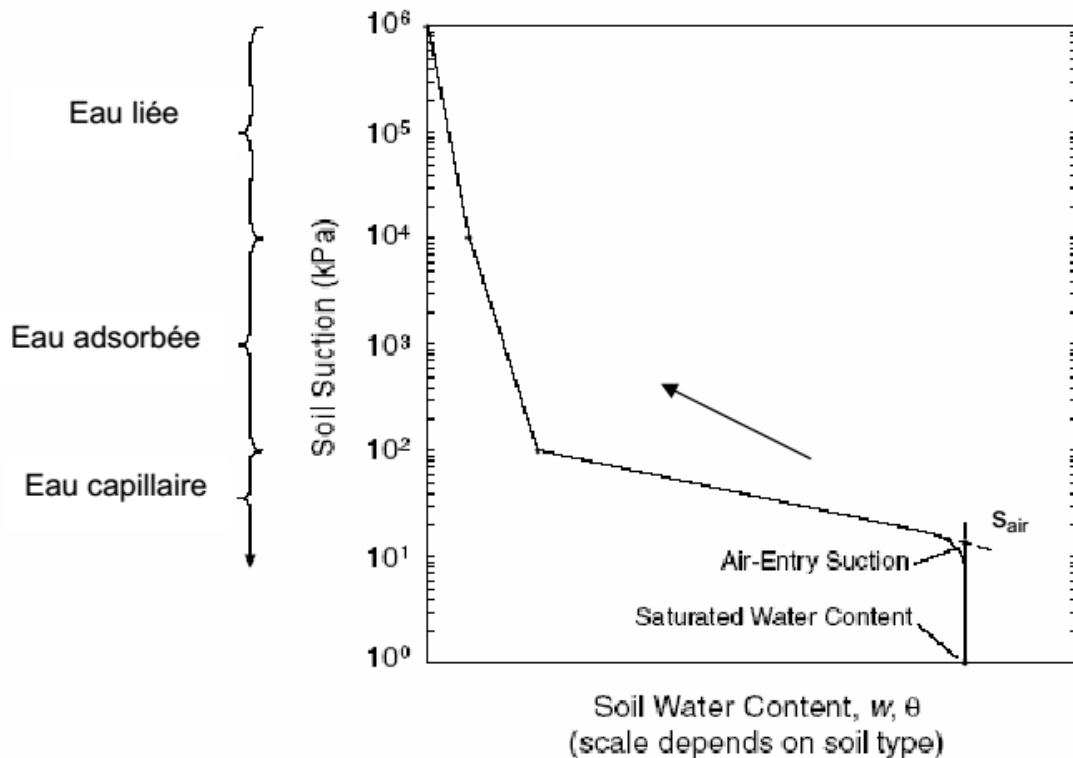


Fig.29 Différentes phases de la désorption (McQueen & Miller, 1974) [40] .

La courbe de rétention permet d'estimer le potentiel de gonflement d'un sol de manière simple. McKeen (1992) établit un abaque permettant de classer un sol dans cinq catégories allant de très faiblement à exceptionnellement gonflant à partir de sa courbe de rétention (Figure 30).

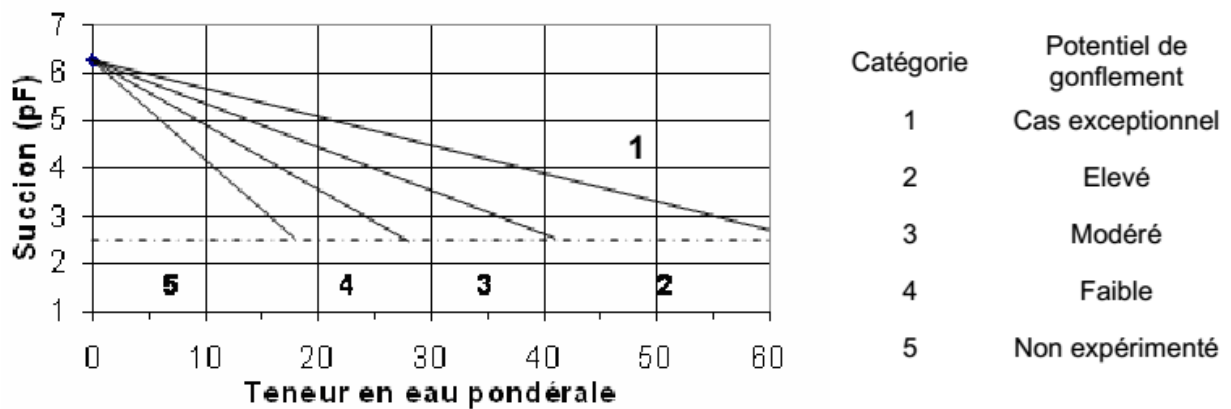


Fig.30 Classification d'un sol gonflant (McKeen, 1992) [41] .

I.9.6. Comportement hydromécanique des sols gonflants saturés

La compressibilité d'un matériau argileux est extrêmement dépendante du type d'argile qu'il contient, par exemple, la kaolinite est moins compressible que la montmorillonite. De même, les paramètres physico-chimiques ont un rôle important, montmorillonite calcique est moins compressible qu'une montmorillonite sodique. Olson & Mesri (1971) et Sridharan & Venkatappa Rao (1973) ont montré l'existence de deux phénomènes déterminant la compressibilité d'une argile à l'état saturé. Il existe un mécanisme contrôlé par les résistances au cisaillement entre les différents feuillets, que l'on qualifiera de modèle mécanique, et un mécanisme physico-chimique où le comportement est gouverné par les forces électrochimiques. Les argiles de type kaolinite sont plutôt gouvernées par les phénomènes mécaniques tandis que les montmorillonites sont

régies par les aspects physico-chimiques, ce qui explique que la compressibilité d'une smectite sodique diffère de celle d'une smectite calcique.

Le rôle des phénomènes physico-chimiques sur la compressibilité semble être limité à une certaine gamme de contrainte. Marcial et al. (2001) ont réalisé deux essais de compression œdométrique sur deux types de montmorillonite sodique et calcique. Leurs résultats (Figure 31) montrent qu'au-delà d'une contrainte effective d'environ 2 000 kPa, les indices de compression des deux montmorillonites deviennent égaux. Les auteurs de cette étude expliquent ce résultat par le fait que sous de faibles contraintes, la double couche peut se développer avec une prédominance des phénomènes physico-chimiques, tandis que sous de fortes contraintes, la double couche disparaît.

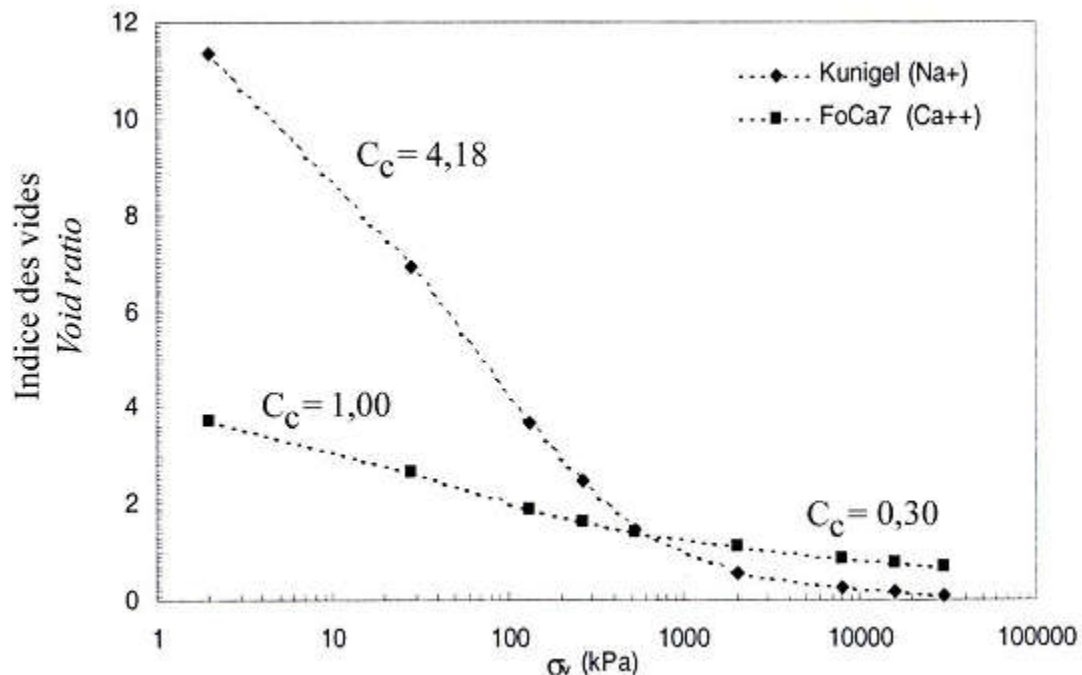


Fig.31 Classification d'un sol gonflant (McKeen, 1992) [42] .

1.9.7. Comportement hydromécanique des sols gonflants non saturés

La plupart des résultats disponibles dans la littérature s'accordent sur le fait que la pente de déchargement, κ , pourrait être considérée comme étant indépendante de la succion (Alonso et al., 1990). Certains auteurs notent cependant une augmentation de κ , (Vicol, 1990 ; Cui et al., 1996; Rampino et al., 2000), ou sa diminution (Futai et al., 2002) avec la succion. Néanmoins, le comportement élastique des sols non saturés n'a fait l'objet que de rares études spécifiques (Wheeler 1997; Di Mariano et al., 2002).

Dans le cas des sols non saturés la notion de pression de préconsolidation doit être précisée. En effet, la pression de préconsolidation correspond, par définition, à la plus grande pression que le matériau a connue au cours de son histoire. Cette définition ne s'applique plus ici et, afin de lever la confusion entre la pression maximale réellement connue par le sol et l'influence de la succion sur ce paramètre, le terme de pression de préconsolidation apparente sera conservé dans la suite du mémoire. La pression $p_0(s)$ augmente avec la succion, ce point ayant été mis en évidence par de nombreux auteurs (Alonso et al., 1987 et 1990).

Cuisinier & Masroui (2005) ont étudié le comportement hydromécanique d'un sol gonflant (mélange de 40% d'un limon et de 60% de bentonite) soumis à des succions différentes comprise

entre 0 et 287,9 MPa sous une faible contrainte verticale constante (10 kPa) en chargement/déchargement (Figure 32).

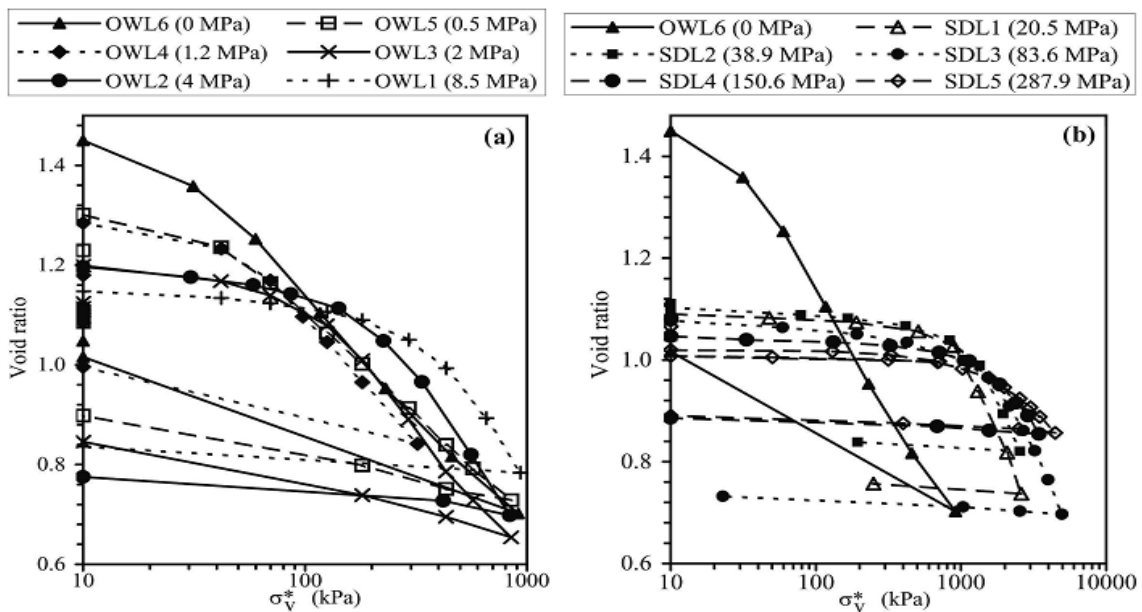


Fig.32 Courbes de compressibilité aux différentes succions imposées d'un mélange de bentonite/limon (Cuisinier & Masrouri, 2005) [43] .

La pente de compression élastique κ , la pente de compression plastique $\lambda(s)$ et la pression de préconsolidation apparente $p_0(s)$ dépendent fortement de la succion appliquée (Figure I.24). La pente $\lambda(s)$ augmente de 0,21 à 0,31 pour les succions allant de 0 à 4 MPa, puis elle diminue d'une manière significative à partir d'une succion de 4 MPa jusqu'à la succion maximale appliquée. Alors qu'il apparaît que la pression $p_0(s)$ décroît de 1200 à 60 kPa quand la succion diminue de 287,9 à 0 MPa. Il est intéressant de remarquer que la valeur de la pression $p_0(s)$ se stabilise au-dessus d'une succion appliquée de 38,9 MPa.

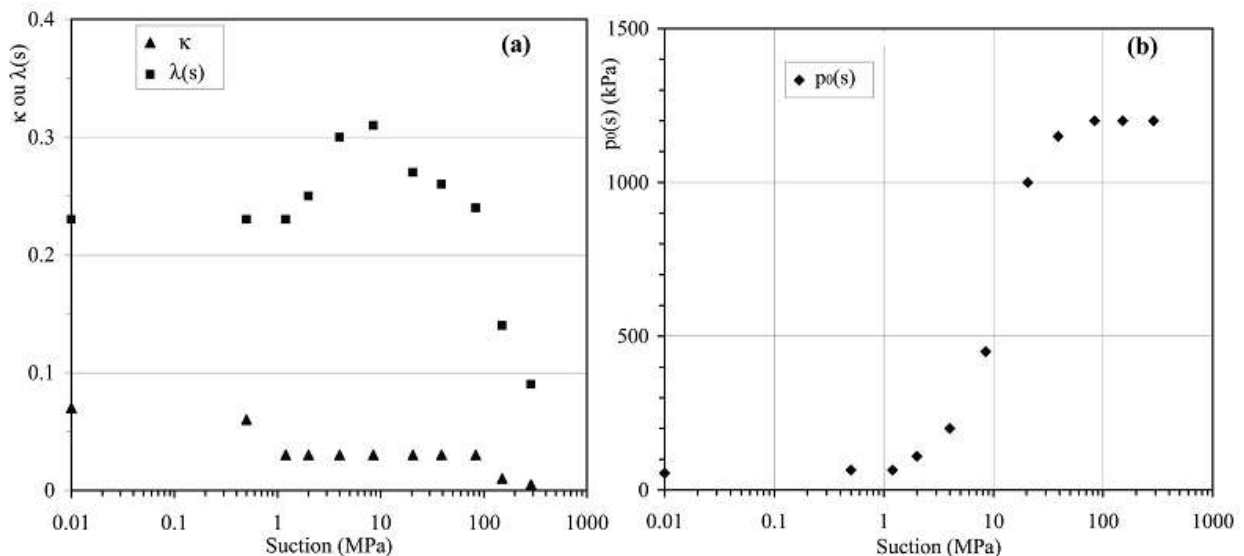


Fig.33 Paramètre de Compressibilité en fonction de succion imposée (Cuisinier & Masrouri, 2005) [44] .

Kogho et al. (2001) supposent que la pente $\lambda(s)$ peut varier de quatre manières différentes avec la succion (Figure 34). L'augmentation de la succion pourrait se traduire par une réduction de la pente $\lambda(s)$, phénomène correspondant au cas n°4 sur la figure I.25 qui a été observé par une

majorité d'auteurs (Alonso et al., 1987 ; Vicol, 1990 ; Cui, 1993 ; Chen et al., 1999 ; Rampino et al., 2000 ; ...).

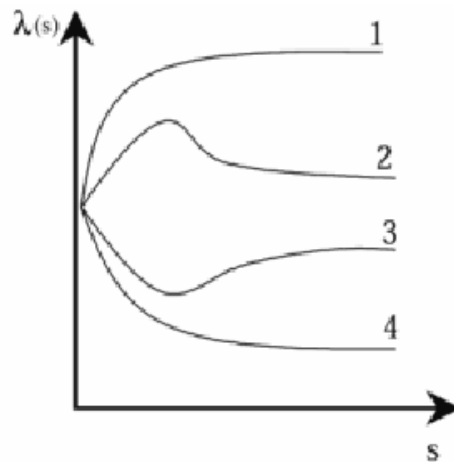


Fig.34 $\lambda(s)$ en fonction de la succion (Kogho et al., 2001) [45] .

À partir d'un limon compacté, Geiser (1999) a obtenu une relation $\lambda(s)$ -succion similaire au cas n°2 (Figure I.25). Geiser associe la succion pour laquelle la compressibilité est maximale au point d'entrée d'air (sair) du matériau. Cet auteur met aussi en évidence l'influence du plan de représentation utilisé pour déterminer ces paramètres (contraintes effectives ou bien contraintes nettes).

Wheeler & Sivakumar (1995), Sivakumar & Wheeler (2000), et Wheeler & Sivakumar (2000) en travaillant sur du kaolin compacté ont montré qu'avec une faible énergie de compactage pour la préparation des éprouvettes, la relation $\lambda(s)$ -succion est similaire au cas n°2, alors qu'avec une forte énergie de compactage cette relation se rapproche du cas n°4. D'après ces auteurs, les résultats traduisent le passage d'une structure interne des éprouvettes ouverte avec une faible énergie à une structure plus homogène lorsque l'énergie est augmentée. Le rôle de la structure semble être confirmé par les résultats de Futai et al. (2002) qui, en travaillant sur un silt argileux, trouvent une variation de $\lambda(s)$ qui correspond au cas n°1 de la figure 34.

III. CONSOLIDATION ET FLUAGE DES SOLS ARGILEUX

I.10.1. Introduction

Le comportement des sols fins, notamment des argiles molles, a fait l'objet de nombreux travaux de recherches, depuis plus de trois décennies, tant sur le plan théorique qu'expérimental. Ces recherches visent principalement à fournir aux projeteurs des règles et normes communes pour le calcul des ouvrages. Les études expérimentales in-situ comme de laboratoire effectuées à travers le monde ont permis en particulier de développer à l'aide d'essais oedométriques conventionnels à chargement par poids des procédures d'essais simples et économiques pour l'étude de la compressibilité et de la consolidation des sols fins compressibles. Parmi les grandes étapes de cette évolution, on peut retenir les travaux de Terzaghi (1925), de Casagrande (1932) et de Taylor (1942). Ces travaux ont été repris par la suite par Bjerrum (1967), qui a introduit le terme de consolidation différée pour décrire la consolidation secondaire que peuvent subir les dépôts naturels sous contraintes effectives constantes ou peu variables. Il en a déduit un schéma de calcul appelé "modèle des lignes de temps de Taylor-Bjerrum". Mais, c'est Roscoe et al. (1958) qui, sur la base d'études théoriques et expérimentales, furent les premiers à établir des relations générales pour le comportement des argiles molles en s'appuyant sur des concepts

(concept d'état limite et concept d'état critique) inspirés des travaux antérieurs. Il en est résulté un modèle rhéologique fondé sur la notion d'état critique appelé modèle CAM-CLAY, qui permet de décrire le comportement des argiles molles normalement consolidées et isotropes. Les études postérieures ont mis en évidence l'importance de ces concepts pour caractériser le comportement des argiles molles naturelles en particulier. Les travaux de Tavenas et Leroueil (1979) sur l'argile de St-Alban (Québec), de Magnan et al. (1982) sur l'argile de Cubzac-les-Ponts (France) et de Khemissa et al. (1993) sur l'argile de Guiche (France) confirment l'applicabilité de ces concepts, moyennant quelques corrections destinées à tenir compte des effets du temps et des propriétés d'anisotropie caractéristiques des argiles naturelles. Il en est résulté le modèle MELANIE, qui permet de décrire le comportement des argiles molles naturelles légèrement surconsolidées et anisotropes.

I.10.2.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) ont montré que le vieillissement des argiles sous contraintes effectives constantes ou peu variables, se traduisant par l'apparition de nouvelles liaisons inter granulaires 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. La figure 35 illustre schématiquement l'effet du temps sur les caractéristiques de compressibilité et de consolidation d'une argile naturelle à deux âges différents. On observe sur cette figure, que lorsque l'argile est jeune, c'est à dire au début de sa formation, elle se trouve dans un état normalement consolidé caractérisé, en chaque point du massif de sol, par une pression de préconsolidation σ'_p égale à la pression effective σ'_v exercée par les terres sus-jacentes. Par contre, lorsqu'elle est âgée, c'est-à-dire quelques milliers d'années après sa formation, cette argile se trouve dans un état surconsolidé caractérisé par une pression de préconsolidation supérieure à la pression effective des terres sus-jacentes. Ainsi, plus l'argile est âgée, plus elle est résistante et plus son rapport de surconsolidation $R_{oc} = \sigma'_p / \sigma'_v$ est élevé, ce qui se traduit par un accroissement de sa surface d'état limite. Plus cette surface est grande, plus l'argile est capable de subir des déformations réversibles importantes sans que son état limite soit atteint ;
- les effets de la vitesse ou de la durée de chargement : Crawford (1964) 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. La figure 36 illustre schématiquement l'influence du temps sur les caractéristiques de cisaillement d'une argile naturelle. On observe sur cette figure que les points d'état limite de l'argile évoluent en fonction de sa vitesse de déformation, ce qui se traduit là aussi par un accroissement de sa surface 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 oedométrique conventionnel à chargement par poids met en évidence l'influence des paliers de chargement adoptés.

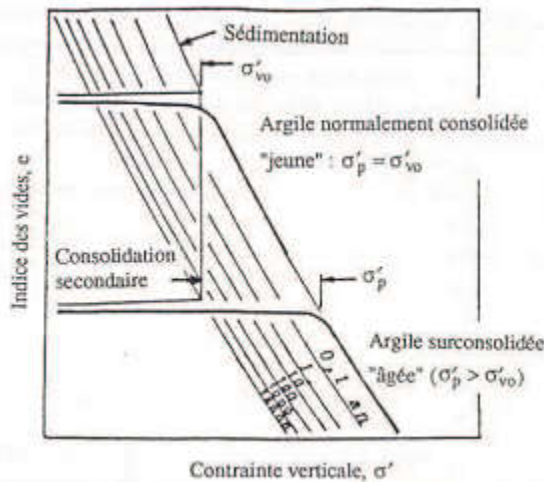


Fig.35 Histoire géologique et compressibilité des argiles naturelles (Bjerrum, 1967) [46]

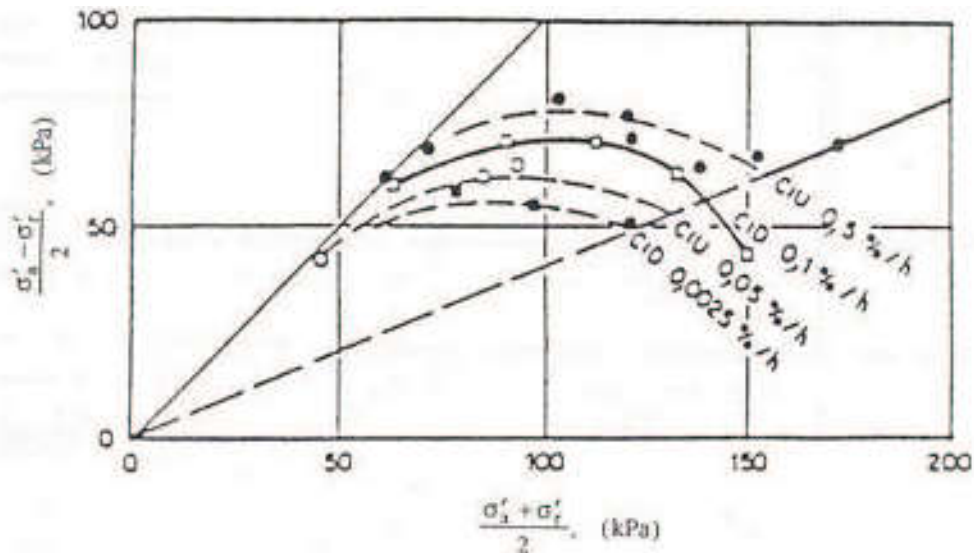


Fig.36 Effets du temps sur les caractéristiques de cisaillement d'une argile naturelle (Lo et Morin, 1972) [47].

I.10.3. Le fluage des sols fins

Les essais de compressibilité dans lesquels on applique une charge constante à l'éprouvette pendant une longue période montrent que le tassement des sols argileux ou vaseux ou organiques tend vers une fonction logarithmique du temps. L'analyse du comportement de nombreux sols compressibles a conduit différents chercheurs [Taylor, Bjerrum, ..etc.] à proposer une représentation de la loi de compressibilité en fonction de la contrainte effective et du temps, sous forme d'un réseau de courbes parallèles dans un diagramme " indice des vides – logarithme de la contrainte effective ", chaque courbe correspondant à une durée d'application de la charge (figure 37).

Les paramètres de cette loi de comportement sont:

- L'indice de compression C_c ;
- L'indice de gonflement C_g ;
- La pression de consolidation
- Le temps t_c correspondant à la courbe sur laquelle est définie ;
- L'indice de fluage C_{ae} (appelé C_f dans les textes antérieurs du LCPC);
- Une valeur de l'indice des vides e permettant de localiser la courbe de compressibilité correspondant au temps t_c (par exemple , celle qui correspond à une contrainte effective égale à 1kPa , ou celle qui correspond à la pression de preconsolidation).

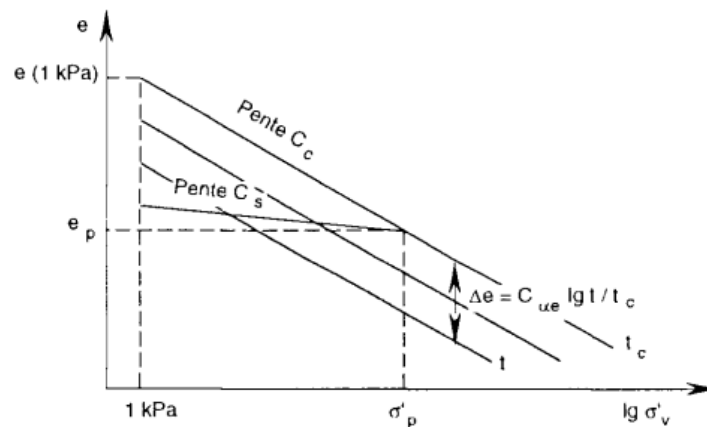


Fig.37 Diagramme de compressibilité de Taylor-Bjerrum [48].

Dans un tel diagramme de compressibilité (oedométrique), le tassement s au temps $t > t_c$ sous une contrainte σ'_v a pour valeur:

$$s = \frac{H_0}{1 + e_0} C_{ae} \Delta \lg \frac{t}{t_c} .$$

Ce tassement est donc indépendant de la valeur de la contrainte effective appliquée, ce qui ne peut être vrai pour toutes les valeurs des contraintes, mais l'est de façon convenable dans le domaine de variation des contraintes usuelles.

En l'absence d'eau (ou si la perméabilité du sol était très grande), les déformations dans un essai de fluage auraient l'allure indiquée sur les schémas de la figure 38, qui correspondent à un chargement par paliers.

Dans le premier palier de chargement, on part de l'état (σ'_{e_0}, e_0) et l'on applique une charge σ'_{v1} inférieure à la pression de preconsolidation. Le sol subit une déformation élastique quasi-instantanée qui le conduit à l'état (σ'_{v1}, e_1) et le fluage se développe. L'indice des vides diminue suivant une loi logarithmique du temps. Mais la relation entre e et $\lg t$ n'est linéaire que si l'on compte le temps à partir de t_c (ce sera le cas pour le second palier de chargement). Dans la première phase de chargement, la forme de la courbe de fluage correspond à l'équation:

t étant le temps nécessaire pour passer par fluage de la courbe (I) à la courbe (II) sous la contrainte σ'_{v1} .

Le décalage du temps dans une fonction logarithmique a des effets connus : si l'on rajoute un terme fixe t au temps t , on obtient une courbe de pente initiale très faible, qui tendra vers la pente C_{ae} quand le temps t sera assez grand par rapport à t .

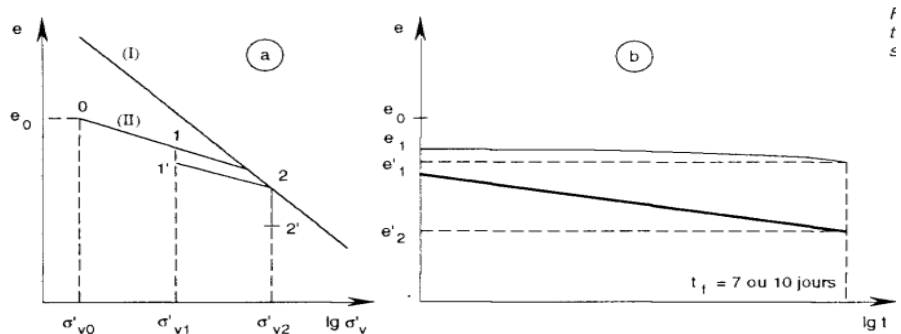


Fig.38 Courbes de fluage oedométrique (déformations fictives en l'absence de consolidation primaire). [49].

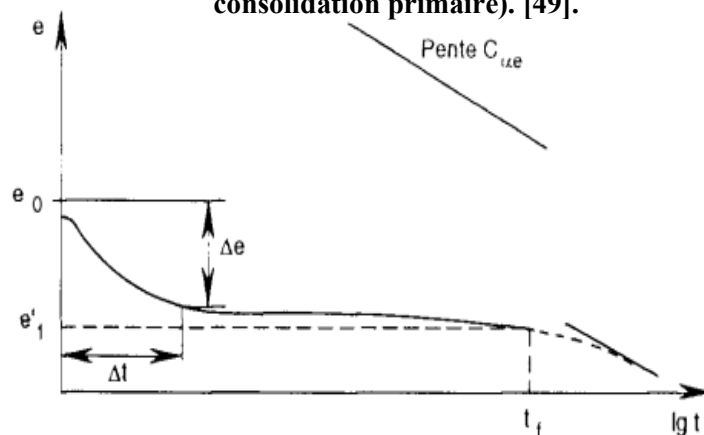


Fig.39 Courbe de consolidation et fluage dans le domaine surconsolidé [50].

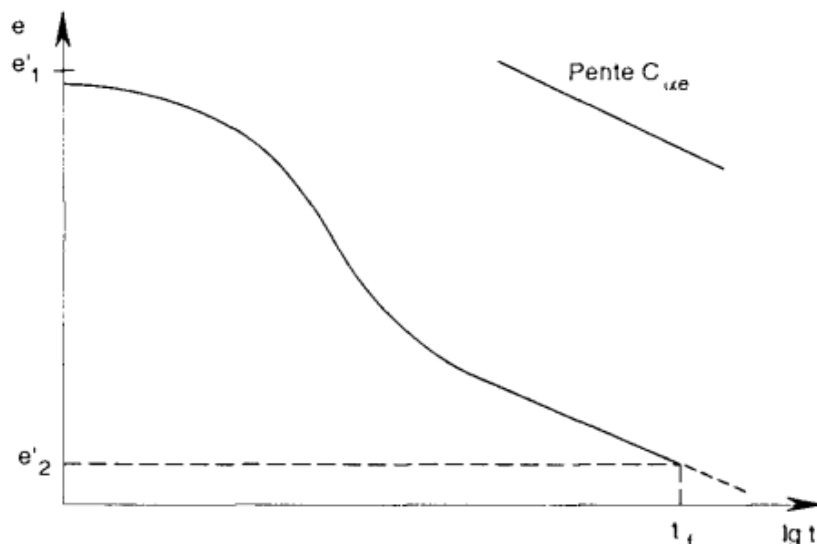


Fig.40 Courbe de consolidation et fluage d'un sol normalement consolidé [51].

Toutefois, si l'on avait une charge $2\sigma'_{v2}$ égale à la pression de preconsolidation initiale, le sol se serait trouvé dans une situation comparable à celle de la première phase de chargement et on aurait obtenu une courbe de pente initiale plus faible que C_{ae} , mais tendant plus rapidement vers son asymptote car le temps t aurait été nettement plus faible.

Dans les sols réels, la vitesse de déformation initial est toujours limitée par la perméabilité et l'on observe une phase initiale de consolidation au lieu du tassement instantané représenté sur la figure 2b. Dans la charge appliquée, on obtient une courbe ressemblant à celle de la figure 39, avec une partie initiale en forme classique de courbe de consolidation, puis une pente très faible augmentant avec le logarithme du temps. Suivant la vitesse de consolidation et l'amplitude du tassement correspondant, cette phase peut être ou moins marquée.

Dans le cas où le sol est chargé au-delà de la pression de préconsolidation, le tassement évolue comme indiqué sur la figure 40, avec une asymptote de pente C_{ae} que l'on approche par dessus.

I.10.4. Procédure et interprétation des essais de fluage à l'oedomètre

La procédure d'essai adoptée par les laboratoires des Ponts et chaussées (Méthode d'essai LPC n° 13; 1985), impose un chargement en trois paliers sous des charges égales à :

- la contrainte effective verticale initiale en place σ'_{v0} ;
- la pression de préconsolidation σ'_p ;
- la contrainte effective verticale finale sous l'ouvrage σ'_{vf} ;

Compte tenu de ce qui a été exposé plus haut, les courbes obtenues dans les essais ont les allures indiquées sur la figure 41.

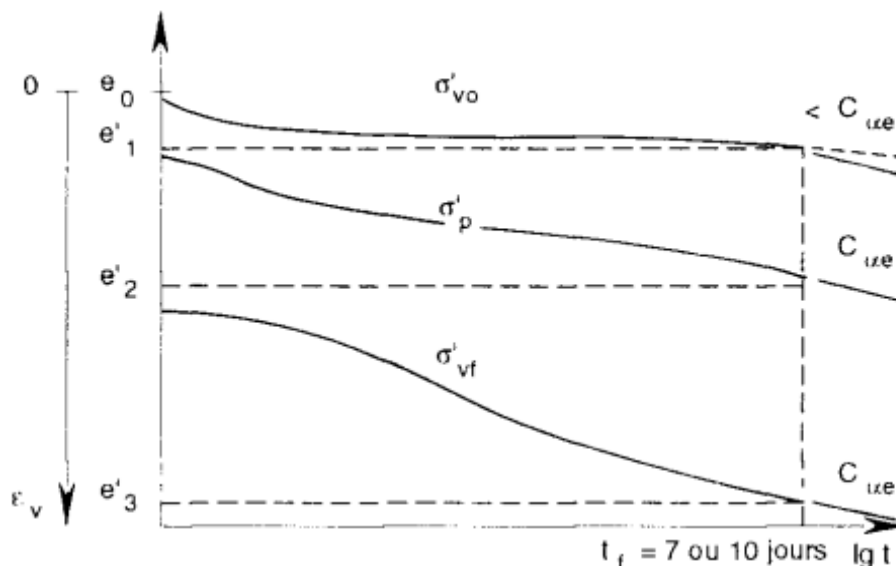


Fig.41 Courbe de tassement des éprouvettes dans les essais de fluage à l'oedomètre [52].

Il en résulte que la pente finale de la courbe de tassement sous σ'_{v0} est inférieure à C_{ae} , la pente finale de la courbe de tassement sous σ'_{vf} en principe égale à C_{ae} et la pente finale de la courbe de tassement sous σ'_p est proche de C_{ae} .

Cette observation explique pourquoi on a jugé possible d'autoriser une variante d'essai plus rapide, avec un seul palier de chargement sous la contrainte effective verticale finale σ'_{vf} . Néanmoins, l'analyse des courbes correspondant à trois paliers de chargement reste utile dans l'état actuel des connaissances sur le comportement des sols fins. On peut ainsi en tirer des indications sur la pression préconsolidation du sol et contrôler que les C_{ae} déduits des deux derniers paliers sont voisins.

La valeur cherchée de l'indice de fluage du sol C_{ae} est donc la pente de la partie finale des courbes d'évolution de l'indice des vides en fonction du logarithme du temps sous les deux

derniers charges σ'_p Et σ'_{vf} . Si l'on n'a pas une connaissance fiable de la pression de préconsolidation, il est préférable de s'appuyer sur le dernier palier de charge. L'influence du remaniement éventuel des éprouvettes sur les courbes de tassement de fluage n'a pas été étudiée de façon systématique. Dans l'état actuel de nos connaissances, il est de règle de ne pas chercher à en tenir compte et d'adopter sans correction la pente finale dans les essais.

Notons que les courbes de tassement sous les différentes charges appliquées peuvent être utilisées directement pour caractériser le fluage, sans transformer au préalable l'échelle des ordonnées pour passer du tassement (ou de la déformation) à l'indice des vides. La pente finale des courbes doit seulement être transformée de la façon suivante:

- Cas des courbes " tassement – logarithme du temps". La pente finale $ds/d(\lg t)$ doit être divisée par l'épaisseur initiale de l'éprouvette h_0 et multipliée par $(1 + e_0)$, e_0 étant l'indice des vides initial correspondant à l'épaisseur h_0 ;
- Cas des courbes " déformation vertical-logarithme du temps". La pente finale $C_a = d\varepsilon_v/d(\lg t)$, appelée "taux de fluage", doit être multipliée par $(1 + e_0)$ pour obtenir C_{ae} .

I.10.5.Prise en compte du fluage dans les calculs de tassement et de vitesse de tassement

De nombreuses études théoriques et expérimentales ont montré que le comportement d'une éprouvette d'épaisseur h_0 et d'une couche d'épaisseur H_0 sont pratiquement homothétiques dans un rapport d'échelles de temps de $(H_0/h_0)^2$ à la condition que les états initiaux et finaux de contraintes effectives soient les mêmes dans les deux cas figure 42.

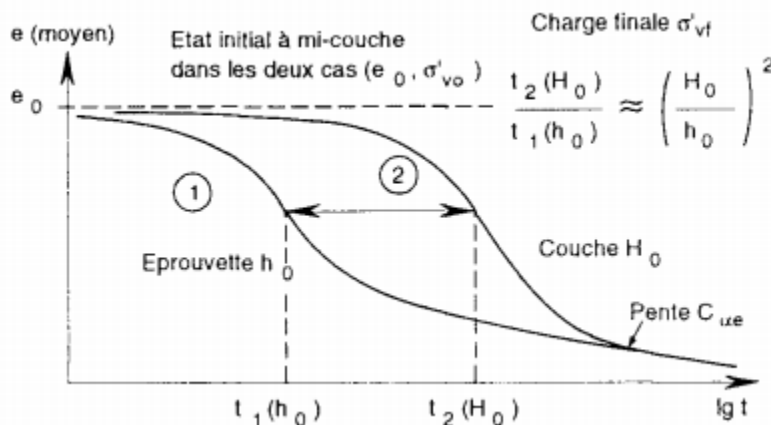


Fig.42 Consolidation de deux couches de sol d'épaisseurs différentes [53].

Toutefois, cette constatation ne peut servir de base à une méthode de prévision générale du tassement des massifs de sols compressibles dans le cas d'un massif hétérogène et chargé par étapes. Il est donc nécessaire de recourir à des méthodes de calcul de type analytique incorporant les paramètres de loi de déformation de fluage de chaque couche (t_c, C_{ae})

Les équations générales de la consolidation unidimensionnelle avec fluage dans le cas général d'un système multicouche sont résolues dans le programme COMMULT (COMsolidation des MULTicouches) du laboratoire central des Ponts et Chaussées, qui repose sur le schéma de compressibilité oedométrique des lignes de temps de Taylor-Bjerrum (figure 37).

Elles sont développées dans des documents spécifiques qui ne seront pas reproduits ici [Magnan et al., 1979 ; Lerouil et al., 1985 ; Magnan, 1989a].

Ces équations ont été validées par référence à des mesures sous des remblais ayant atteint la phase de compression secondaire [voir, par exemple, Magnan, 1989b].

Toutefois, la partie initial des courbes de consolidation peut aussi être représentée de façon satisfaisante en faisant abstraction de la loi du fluage, mais en tenant compte des autres paramètres qui influencent le déroulement de la consolidation (courbe de compressibilité bilinéaire dans un diagramme $e - \lg \sigma'_e$, massif multicouche, coefficient de perméabilité lié à l'indice des vides). Dans beaucoup de cas, l'utilisation de valeurs moyennes des paramètres de consolidation est par ailleurs acceptable. De ce fait, on peut imaginer de faire un calcul de consolidation sans tenir compte du fluage et de rajouter un tassement de fluage au tassement ainsi calculé.

Différentes méthodes ont été imaginées pour combiner le tassement sans fluage et le tassement de fluage. Quelques schémas de calcul sont représentés sur les figures 43 et 44.

Le premier schéma de calcul propose consistait à distinguer, dans l'essai oedométrique, une phase de consolidation primaire (sans fluage) suivie d'une phase de –consolidation secondaire – (ou compression secondaire ou fluage) et à transposer directement ce décalage à la consolidation sur le terrain (figure 43). Le défaut de ce schéma de calcul est qu'il ne rajoute de fluage qu'après un temps très grand quand la consolidation est très lente et que, dans beaucoup de cas; on a trouvé des tassements supérieurs à ses prévisions.

Un deuxième schéma de calcul a été proposé pour représenter l'observation faite dans les essais de laboratoire sur des éprouvettes d'épaisseurs croissantes, qui est que les courbes de fluage des différentes éprouvettes sont pratiquement confondues (figure 43.a). Si l'on extrapole cette observation aux couches d'épaisseur métrique que l'on rencontre dans la nature, on est conduit à rajouter au tassement "oedométrique" de consolidation primaire (sans fluage, puisque l'on admet dans le dépouillement classique de l'essai oedométrique que le tassement qui est observé pendant un jour est le tassement sans fluage) une fonction logarithmique du temps comptée après un jour, c'est-à-dire la durée du palier de consolidation de l'essai qui a servi à déterminer les paramètres (figure 44.b). Ce schéma de calcul surestime en général les tassements observés.

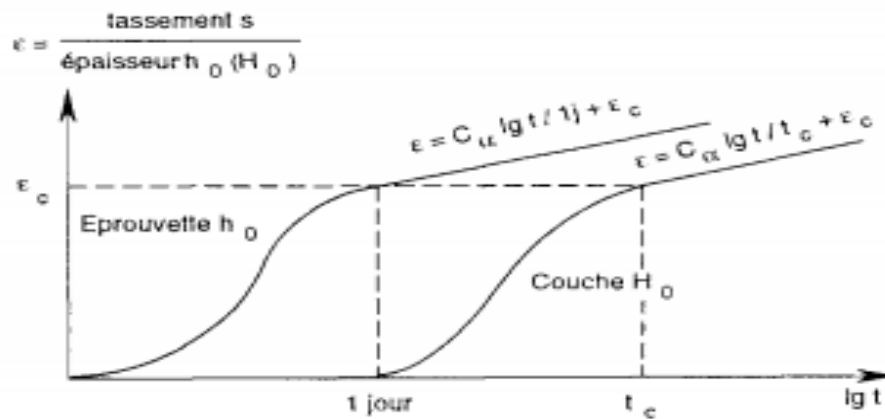
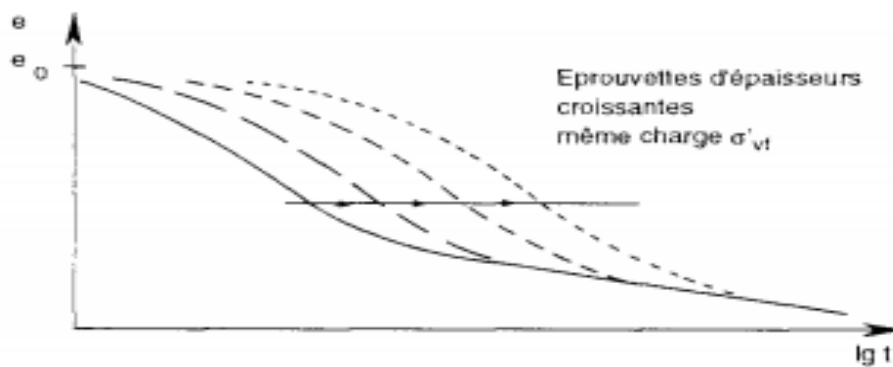
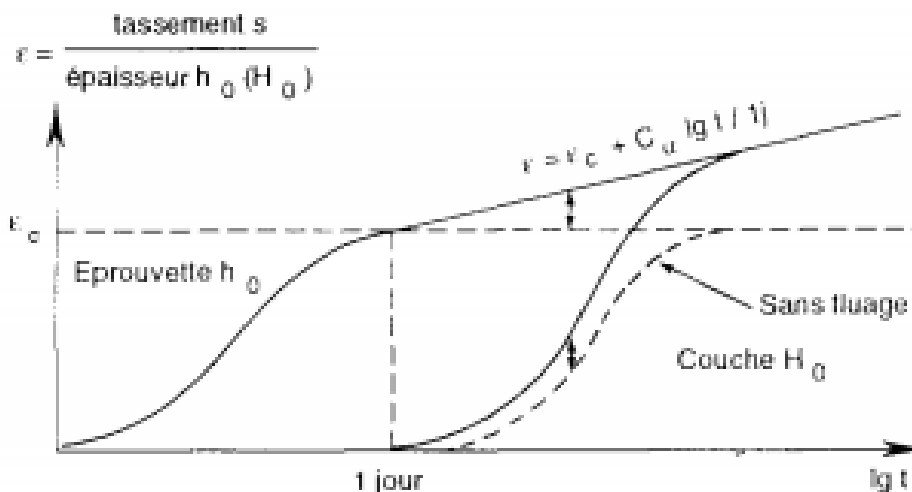


Fig.43 Méthode de calcul des tassements séparant la consolidation primaire et le compression secondaire [54].



a) Courbes de consolidation et de fluage d'éprouvettes d'épaisseur différentes



b) Méthode de prévision des tassements des couches de sols compressibles.

Fig.44 Analyse des tassements de consolidation et de fluage: modèle de la courbe de fluage unique[55].

D'autre part, il admet implicitement que le tassement de fluage peut se superposer aux déformations de –consolidation primaire- sans être soumis au contrôle de la perméabilité du sol, ce qui lui permet de dépasser les tassements permis par la vitesse d'évacuation de l'eau hors du sol.

Les perfectionnement des méthodes précédentes passent par la combinaison de la somme des déformations liées aux contraintes et au temps (fluage) avec la perméabilité du sol, pour que la vitesse de tassement reste compatible avec la loi de Darcy, Outre les méthodes numériques comme celle du programme CONMLUT, on a testé des méthodes approchées, comme celle qui consiste à définir un tassement total (y compris le fluage pendant un temps donné, par exemple 10ans), à en déduire un modèle corrigé permettant de retrouver ce tassement total en l'attribuant seulement à la variation des contraintes et à utiliser une théorie classique de consolidation sans fluage, par exemple la théorie unidimensionnels de Terzaghi.

Une autre approche [Magnan et Beghery, 1981] consiste à estimer, par une étude paramétrique, le tassement qu'il faut rajouter au cours du temps au tassement de consolidation primaire calculé sans fluage, Pour les remblais de géométrie courante, il a été suggéré d'adopter les expressions suivante pour les calculs de consolidation et fluage unidimensionnels:

$$s(t) = s_c(t) + s_f(t)$$

Avec

- $s_c(t) = U(t) \cdot s_{\infty} (C_{\alpha} = 0)$: tassement de consolidation sans fluage;
- $s_f(t) = \max \{f_1(t), f_2(t)\}$: tassement de fluage ;
- $f_1(t) = 0.25 C_{\alpha} \lg t_{99}$;
- $f_2(t) = 2.5 C_{\alpha} \lg t - 1.5 C_{\alpha} \lg t_{99}$;
- C_{α} = valeur moyenne du taux de fluage ;
- $t_{99} = 2 H_0^2 / c_v$;
- H_0 = distance de drainage verticale ;
- C_v = coefficient de consolidation moyen (verticale).

On peut enfin, comme l'on propose Lerouiel et al. (1985), décrire approximativement la courbe de tassement en rajoutant au tassement sans fluage une fonction du temps de la forme:

$$s_f = 0.5 H C_{\alpha} \lg [t^2 / (t_c \cdot t_p)]$$

- t : temps pour lequel on calcule le tassement de fluage;
- t_c : temps de référence, égale à 1 jour;
- t_p : temps correspondant à la fin de la consolidation primaire (fixée arbitrairement à 95% de consolidation).

Qui a été obtenue en admettant que le fluage est égal a la demi-somme de ce que l'on obtient dans l'hypothèse où le fluage commence en fin de consolidation et dans le cas où il commence dès un jour, indépendamment de la perméabilité du sol.

La comparaison de ces différents méthodes, dans le cas de la couche de sol dont les caractéristiques sont indiqués dans le tableau I, conduit aux résultats de la figure.45.

TABLEAU
Hypothèse du calcul de consolidation de la figure 45
(Calcul avec COMMULT).

0		
1	$e_0 = 1,62$	$k_{vo} = 1,86 \cdot 10^{-9} \text{ m/s} - \gamma = 16,49 \text{ kN/m}^3$
2	$e_0 = 1,50$	$k_{vo} = 1,18 \cdot 10^{-9} \text{ m/s} - \gamma = 16,82 \text{ kN/m}^3$
3	$e_0 = 1,43$	$k_{vo} = 9,0 \cdot 10^{-10} \text{ m/s} - \gamma = 16,98 \text{ kN/m}^3$
4	$e_0 = 1,35$	$k_{vo} = 6,62 \cdot 10^{-10} \text{ m/s} - \gamma = 17,23 \text{ kN/m}^3$
5	$e_0 = 1,35$	$k_{vo} = 5,46 \cdot 10^{-10} \text{ m/s} - \gamma = 17,39 \text{ kN/m}^3$
(m)		

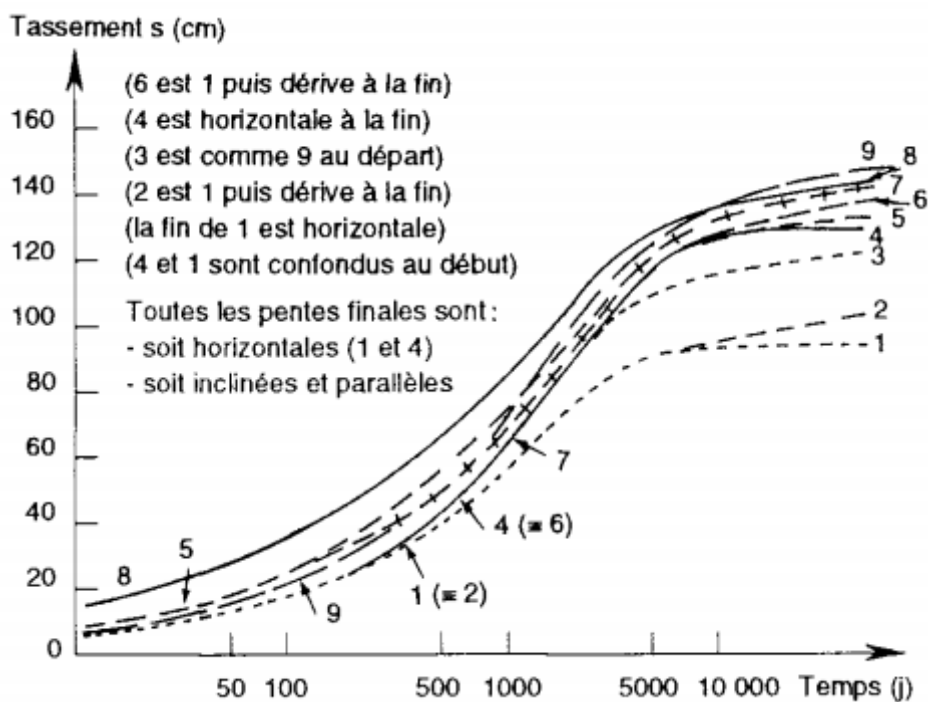
Caractéristiques communes aux cinq couches

$$C_s = 0,05 \quad C_c = 0,85 \quad S_r = 1$$

$$C_k = 0,6 \quad \gamma_s = 27 \text{ kN/m}^3$$

$$\sigma_p - \sigma'_{vo} = 20 \text{ kPa}$$

Nappe au niveau du terrain naturel



1. Consolidation unidimensionnelle sans fluage.
2. Comme la courbe 1, en rajoutant le fluage après 95 % de consolidation.
3. Consolidation sans fluage, plus le terme de l'équation [2].
4. Consolidation sans fluage avec un module œdométrique augmenté pour tenir compte de 10 ans de fluage.
5. Tassement sans fluage plus le terme $HC_v \lg (t/10 j)$ depuis le début.
6. Comme la courbe 4, en rajoutant le fluage après 95 % de consolidation.
7. Calcul de référence avec CONMULT.
8. Tassement sans fluage plus le terme $HC_v \lg (t/1 j)$ depuis le début.
9. Méthode de calcul de l'équation [1].

Fig.45 Tassement d'une couche de sol, calculé par différentes méthode[56].

On observe sur la figure 45 que l'introduction du fluage dans le calcul des tassements d'une couche de sol argileux augmente sensiblement l'amplitude du tassement. Parmi les méthodes comparées sur la figure, les plus proches du calcul de référence, exécutée avec CONMULT, sont les méthodes des courbes 6 et 9, qui tiennent compte du fluage selon deux principes différents:

- en rajoutant une fonction forfaitaire de fluage au calcul sans fluage pour la courbe 9;
- en modifiant la compressibilité du sol pour intégrer dix ans de fluage dans la compressibilité liée aux variations de contraintes, puis en rajoutant le fluage au-delà de 95% de consolidation.

La méthode de la courbe 3, préconisée par Lerouiel et al. (1985), donne également de bons résultats pendant toute la consolidation primaire.

I.10.6.Approche expérimentale

On se restreint ci-après à la description de la procédure d'essai œdométrique usuellement utilisée pour l'étude des caractéristiques de compressibilité et de perméabilité des sols fins, ainsi que de leurs caractéristiques de consolidation et de fluage.

I.10.7.Caractéristiques de consolidation et de fluage

Il est bien établi que le temps joue un rôle important dans l'évolution des déformations volumiques des sols fins, en particulier des argiles molles, sous des contraintes totales constantes ou peu variables, caractérisant ainsi les phénomènes de consolidation primaire et secondaire. Les effets du temps peuvent être analysés en fonction de la durée et de la vitesse de chargement (ou de déformation), qui ont une influence considérable sur le comportement des argiles molles et notamment sur leur déformabilité. La vitesse de consolidation est contrôlée principalement par la perméabilité qui joue un rôle prédominant durant la consolidation primaire, puis par la déformabilité du squelette solide, qui joue un rôle déterminant durant la consolidation secondaire. L'expression de cette vitesse est donc différente selon que l'état des déformations se trouve en phase primaire ou en phase secondaire. En phase primaire, le processus de consolidation est en effet contrôlé par le coefficient de consolidation en fonction du taux de compressibilité du sol sous contraintes totales constantes ou variables et, en phase secondaire,

par l'indice de fluage qui exprime le taux de variation de l'indice des vides au cours du temps sous contraintes effectives constantes. Le coefficient de consolidation et l'indice de fluage constituent donc les principaux paramètres expérimentaux qui caractérisent la consolidation primaire et secondaire, respectivement. De la qualité de leur détermination dépend l'évaluation précise de la vitesse de consolidation (primaire et secondaire) et, par conséquent, du tassement (primaire et secondaire) du sol nécessaire au calcul des ouvrages.

I.10.7.1. Caractéristiques de consolidation

Les principes de base de la consolidation des sols fins sont expliqués en détail dans les traités de mécanique des sols. Assimilant l'écoulement de l'eau dans les pores du sol à un problème de transfert de chaleur, Terzaghi (1925) a résolu le problème de la consolidation unidimensionnelle moyennant quelques hypothèses simplificatrices (sol homogène et parfaitement saturé, fluide interstitiel incompressible, écoulement unidimensionnel obéissant à la loi de Darcy, perméabilité constante, hypothèse des petites déformations, etc.). Dès lors, il a été admis que le comportement en consolidation des sols argileux est régi par une loi fondamentale qui exprime les variations de la vitesse de dissipation des surpressions interstitielles par l'équation suivante :

$$c_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t}$$

dans laquelle c_v désigne le coefficient de consolidation du sol. Le coefficient de consolidation n'est pas une propriété intrinsèque du matériau, mais plutôt un paramètre qui dépend de la structure du sol, de sa compressibilité et de sa perméabilité. Il est donné par la relation suivante:

$$c_v = \frac{k(1+e)}{a_v \gamma_w}$$

dans laquelle $a_v = -\frac{\partial e}{\partial \sigma}$ désigne le coefficient de compressibilité du sol, k son coefficient de perméabilité et γ_w le poids volumique de l'eau interstitielle ($\gamma_w=10 \text{ kN/m}^3$ dans la pratique de la mécanique des sols).

Les caractéristiques de consolidation peuvent être déterminées graphiquement sur la courbe appelée "courbe de consolidation", représentant les variations de l'indice des vides, soit en fonction du logarithme du temps ($e, \log t$) pour la méthode de Casagrande (1936), soit en fonction de la racine carrée du temps (e, \sqrt{t}) pour la méthode de Taylor (1942). Toutefois, dans le cas des argiles molles, les procédures d'essais LPC recommandent d'utiliser la méthode de Taylor, dont le principe est présenté sur la figure 46. Sur cette figure, la droite D_1 correspond à la partie quasi-linéaire du début de la courbe de tassement, elle coupe l'axe des ordonnées en un point dc qui est le zéro corrigé (la lecture initiale n'est pas prise en compte dans la construction graphique). La droite D_2 est, quant à elle, la droite passant par le point dc et de pente 1,15 fois plus faible que celle de D_1 . L'intersection de cette dernière avec la courbe de compressibilité donne le point, noté t_{90} , correspondant à 90 % de consolidation primaire.

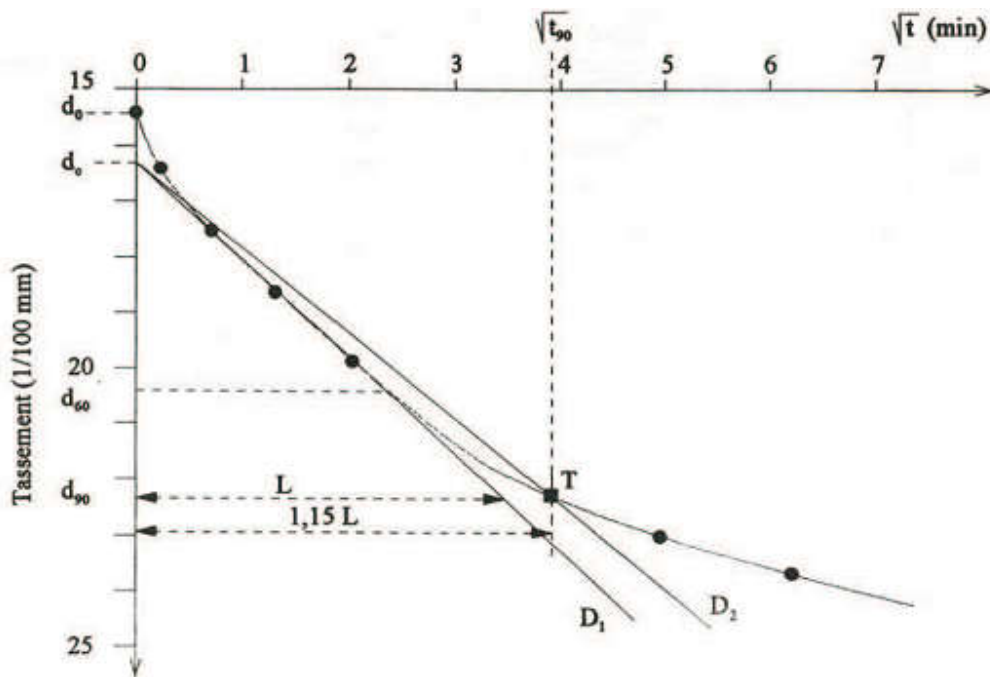


Fig.46 Principe de l'interprétation des courbes de consolidation oedométrique selon les méthodes d'essais LPC(Magnan et al., 1985)[57].

I.10.7.2.Caractéristiques de fluage

Les observations effectuées in-situ comme en laboratoire montrent que les sols argileux continuent à se déformer après la fin de la consolidation primaire, sous contraintes effectives constantes ou peu variables : c'est le phénomène de consolidation secondaire. Définie comme la réduction du volume du sol sous charge constante ou peu variable du fait principalement du réarrangement interne des particules solides, la consolidation secondaire est due essentiellement aux propriétés visqueuses du squelette. Buisman (1936) a été l'un des premiers à observer que les tassements secondaires croissent approximativement de façon linéaire avec le logarithme du temps. Il a établi une relation expérimentale dans laquelle il exprime les variations de l'indice des vides en fonction du logarithme du temps par la relation suivante :

$$\Delta e = C_{ae} \cdot \Delta(\log t)$$

dans laquelle C_{ae} désigne l'indice de fluage caractérisant la viscosité du squelette . Cette relation, validée par des essais de fluage oedométrique, n'est valable que lorsque la consolidation primaire est entièrement achevée. Elle traduit l'effet du temps sur le comportement en consolidation du sol à l'état normalement consolidé. Des résultats d'essais oedométriques conventionnels, obtenus sur l'argile molle de Guiche située dans la basse vallée de l'Adour en France (Khemissa et Magnan, 2000), ont montré que l'indice de fluage varie de façon importante avec la contrainte effective de consolidation (figure 47). Les résultats d'essais présentés par Mesri et Godlewski (1977) sur des argiles molles d'origines diverses montrent que l'indice de fluage peut être relié à l'indice de compression (figure 48).Le rapport C_{ae} / C_c , typiquement de l'ordre de 0,02 à 0,06, indique que les processus de variation du volume du sol en fonction de la contrainte effective et du changement de la structure du squelette (arrangement interne des grains) au cours du temps sont de même nature.

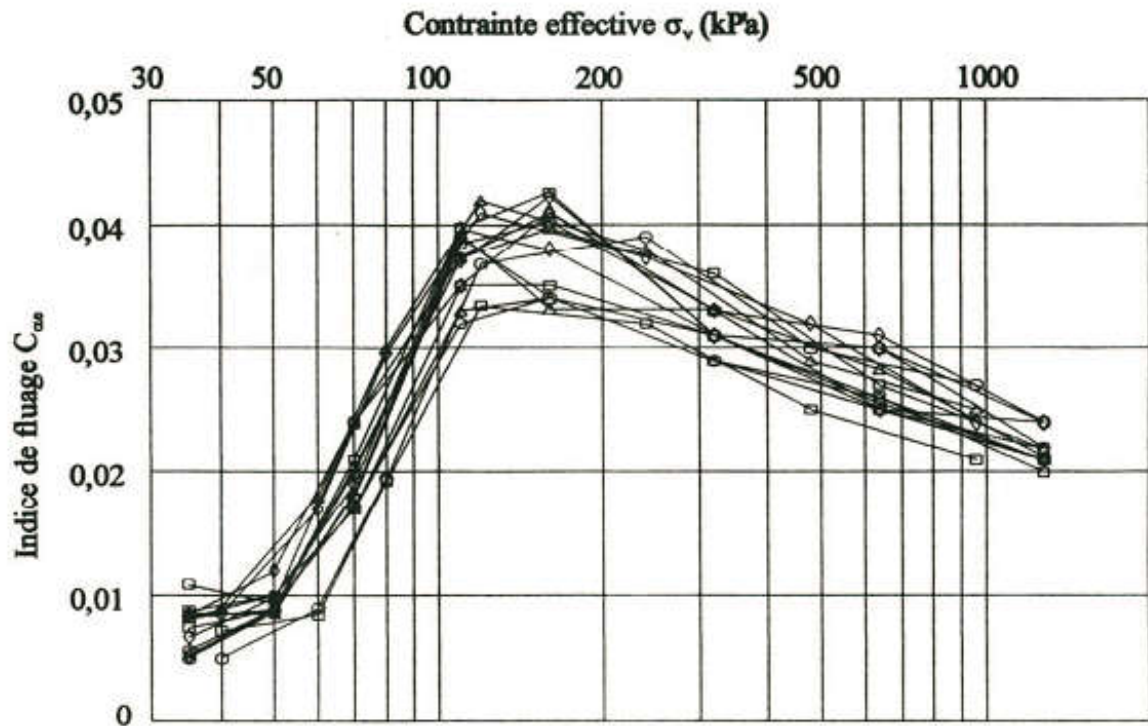
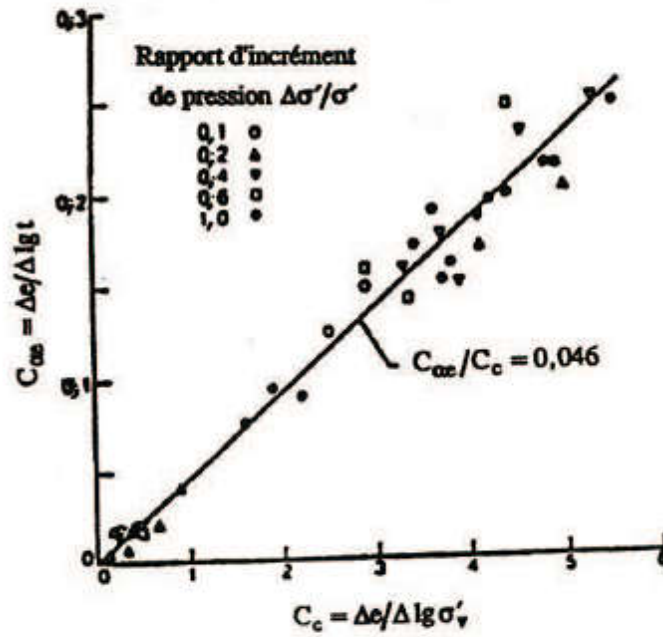
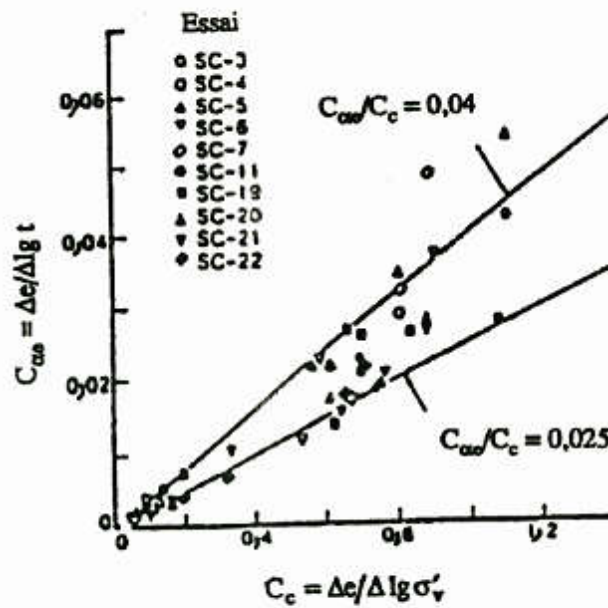


Fig.47 Variation de l'indice de fluage avec la contrainte de consolidation pour l'argile molle de Guiche(vallée de l'Adour, France)(Khemissa et Magnan,2000)[58].



a/- argile de Mexico



b/- argile de Singapour

Fig.48 Principe de l'indice de fluage C_{ae} en fonction de l'indice de compression C_c pour deux argiles molles naturelles (Mesri et Godlewski, 1977) [59].

CHAPITRE II
Programme expérimental
et procédures d'essais

CHAPITRE II : PROGRAMME EXPERIMENTAL ET PROCEDURE D'ESSAIS

II. Programme expérimental et procédure d'essais

II.1. Introduction

L'étude géologique a pour objectif de prévenir tous les risques naturels (chute de bloc, glissement de terrain, inondation, sismicité, phénomène de retrait-gonflements des argiles, remontée de nappe phréatique, tassement excessif de sol compressible...) qui pourraient déstabiliser l'ouvrage et ceux environnants. Une grande partie de ce travail se concentre sur l'interaction entre le sol de fondation et la structure. L'étude doit se conclure par le dimensionnement d'ouvrages (fondation, protection) garantissant la stabilité du bâtiment à long terme.

Et par la manière, Nous allons étudier le triangle qui formé par les villes de M'sila, Bou saàda et Sidi Aissa dans la willaya de M'sila (Figure 49), exactement la commune de Sidi Hadjrès, Pour prendre les précautions nécessaires au cours de la construction.

Elle porte essentiellement sur la prévision de l'amplitude des tassements du sol de fondation des ouvrages et de leur évolution dans le temps au moyen d'essais œnométriques conventionnels à chargement par poids.

II.2. Localisation du site

La commune de Sidi Hadjrès est située sur la route nationale RN40 à 50 km à l'ouest de la ville de M'sila (figure 50). L'extension du site urbain de cette commune comporte, entre autres, la construction d'un Centre Culturel. Le choix de ce site a été motivé notamment par la disponibilité d'un nombre suffisant de carottes permettant de réaliser le programme expérimental défini.

Les échantillons utilisés dans la présente étude proviennent de carottes prélevées par le Laboratoire Central des Travaux Publics (LCTP, Antenne de M'sila) à partir d'un sondages désignés S1 au moyen d'un carottier à piston stationnaire de 100 mm de diamètre pouvant contenir des carottes jusqu'à 50cm de longueur.



Fig.49 Triangle d'étude (M'sila, Sidi Aissa et Bou saàda).



Fig.50 La commune de Sidi Hadjers (Sidi Aissa-willaya de M'sila).

II.3.Programme expérimentale

Pour déterminer les caractéristiques d'un sol on doit faire plusieurs des essais d'identification (Analyse granulométriques, Limites d'Atterberg, Paramètres d'états, Analyse chimiques, Valeur au bleu de méthylène, Analyse minéralogique et enfin l'essai de fluage par l'oedomètre).

Tous les essais ont été réalisés en :

- LCTP (Laboratoire Centrale des Travaux Publique –M'sila).
- Usine de LAFARGE (Hammam Dalaa).

Pour la sécurité:



Fig.51 Les outils de prévention (gants, tablier, lunettes et protection respiratoire).

II.3.1. Les essais d'identification

Ils comportent les essais d'identification physique et minéralogique permettant de déterminer les paramètres décrits ci-après, avec entre parenthèses la norme française correspondante.

II.3.1.1. Paramètres d'état Ils comportent:

- La teneur en eau (NF P 94-050) :

C'est le rapport de la masse de l'eau contenue dans le sol (m_w) sur la masse des grains solides (m_d) qui le constituent exprimé en pourcentage : $W(\%) = (m_w/m_d) \times 100$.

On prend un échantillon d'argile après le pesé dans une étuve, après 48 h on le pesé encore une fois pour déterminer l'eau évaporé.

La teneur en eau qui permet d'apprécier la consistance des sols.

- Les poids volumiques sec et humide (NF P 94-053)

La masse volumique d'un sol (γ) est le quotient de la masse (m) du sol par le volume (V) qu'il occupe (y compris les fluides interstitiels : air + eau). Dans ce cas, l'utilisation d'un carottier a été préconisée, qui consistait au respect les étapes de la norme. La masse volumique d'un sol (γ_d) est le quotient de la masse des grains solides (m_s) du sol par le volume (v) qu'il occupe. La masse volumique sèche peut être obtenue comme le rapport du poids volumique humide par l'unité plus la teneur en eau ($\gamma_d = \gamma_h / (1 + w)$).

II.3.1.2. 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).

• *Par tamisage (NF P 94-056)*

On prend 1 kg d'argile naturelle sec après de pose les tamis successivement comme la norme suivie (figure 52), puis on verse le matériau sur la colonne et la fixer soigneusement sur la tamiseuse et par l'aide d'un chronomètre on agite après 5 mn enfin on pèse chacun des tamis et porter les résultats sur la feuille de calcul.

Les résultats sont tracés sur un repère semi logarithmique, la courbe obtenue est appelée courbe granulométrique (figure 54).

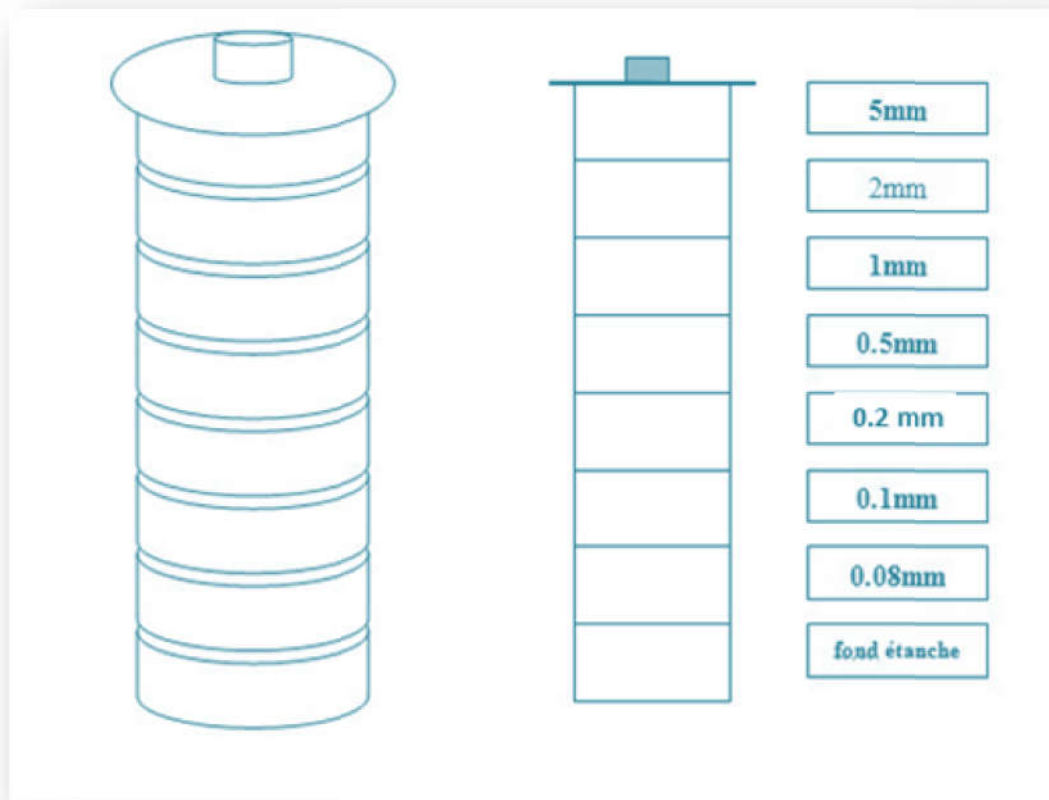


Fig.52 Appareillage d'analyse granulométrique.



Fig.53 Appareillage d'analyse granulométrique.

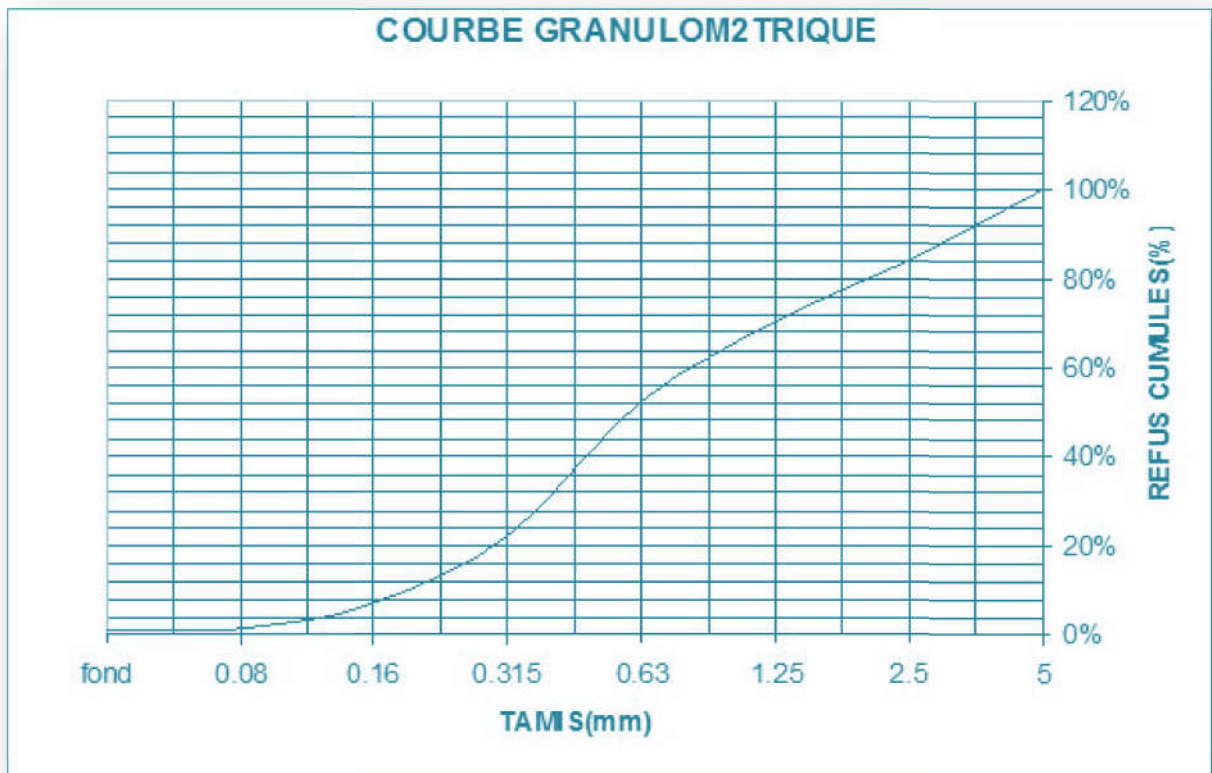


Fig.54 Courbe granulométrique.

- **Par sédimentométrie (NF P 94-057)**

Les particules inférieures à 80 μm 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 (figure 55).



Fig.55 Appareillage d'analyse granulométrique (*sédimentométrie*).

- **Mode opératoire**

- On prend 80g de matériau sec (sol) pour une éprouvette de 2 litres.
- On met à imbiber les 80 g de matériau sec dans le récipient de l'agitateur mécanique. Cette imbibition doit être faite au moins 12 h à 15 h avant la dispersion à l'agitateur mécanique en utilisant environ 500 cm³ d'eau distillé additionnée de 60 cm³ d'héxam et aphosphate de sodium concentré à 5% dont la durée de vie de la solution ne dépasse pas un mois.
- L'agitateur mécanique qui doit séparer convenablement les grains doit être fait pendant 3 minutes à 10000 à 12000 trs/min.
- On verse la suspension dispersée dans l'éprouvette de 2 litres et on rince soigneusement le récipient de l'agitateur mécanique, puis on complète par l'eau distillé à 2 litres exactement.

- **Exécution de l'essai :**

Avant de plonger le densimètre, agiter vigoureusement la suspension pour obtenir une concentration uniforme sur toute la hauteur de l'éprouvette. Retirer l'agitateur et déclencher au même moment le chronomètre, puis plonger lentement le densimètre, faire les lectures au sommet du ménisque. Noter le nombre R lu à partir de la graduation 1000 affecté du signe (+) pour les lectures supérieures à 1000.

Les lectures sont faites à : 30s ; 1 min ; 2 min ; 5 min ; 10 min ; 20 min ; 30 min ; 60 min ; 120 min ; 240 min et 1440 min soit 24h ces temps sont comptés à partir du début de l'essai.

Les trois premières lectures (à 30 sec ; 1 min ; 2 min) se font sans retirer le densimètre de la suspension, après la lecture à 2 min, on relève la température de la suspension au 1 / 10 de degré près. Pour les autres lectures, plonger le densimètre 15 à 20 secondes avant la lecture. Noter la température après chaque lecture.

Les résultats trouvés à partir de cet essai vont servir à compléter la courbe granulométrique.

II.3.1.3.Limites d'Atterberg (NFP 94-051)

Les limites de liquidité W_L et de plasticité W_P (figure 56), 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.

Les deux limites d'Atterberg sont définies sur la fraction des grains inférieurs à 0.4 mm.

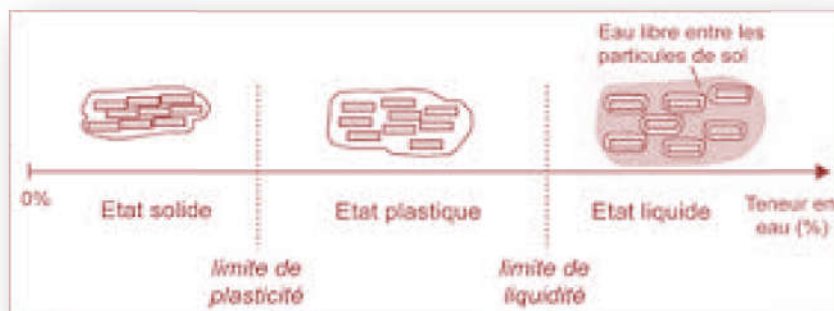


Fig.56 Les cas prélevés (W_L et W_P).



Fig.57 Appareil de Casagrande.



Fig.58 Le temps d'arrêt.

II.3.1.4. Analyse chimique

Elle a pour but de détecter d'éventuels éléments agressifs (sulfates, chlorures, etc.) vis-à-vis des semelles de fondation et prendre le cas échéant les précautions nécessaires qui s'imposent.

II.3.1.5. Valeur au bleu de méthylène (par l'essai à la tâche) (NF P 94-068)

L'essai est réalisé sur la fraction 0/0.08 mm, il consiste à déterminer la quantité de bleu de méthylène nécessaire à la saturation des particules argileuses en suspension dans l'eau et en permanence agitation. La valeur de bleu VBs est la quantité de bleu méthylène absorbé par 30 g de matériau (figure 59).

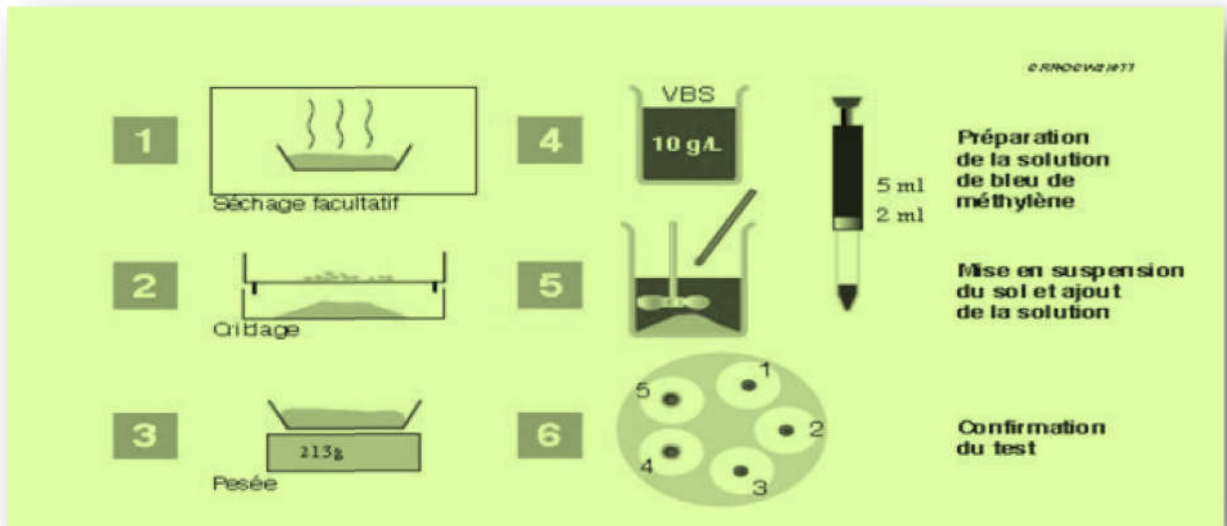


Fig.59 Les étapes de l'essai au bleu de méthylène.



Fig.60 Appareillage de l'essai (bleu de méthylène).

II.3.1.6. Analyse minéralogique

Elle s'effectue par l'essai de diffraction des rayons X pour déterminer le type et la quantité des minéraux contenus dans les sols fins et permettre de ce fait d'apprécier leur sensibilité au phénomène de gonflement (Figure 61).

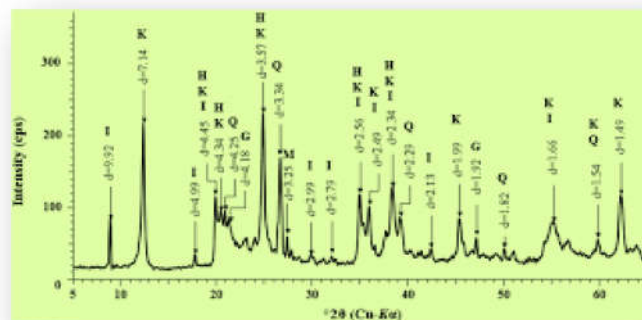


Fig.61 Analyse minéralogique d'un échantillon hasard.

II.3.1.7.Essai de fluage (l'oedomètre)

II.3.1.7.1.But de l'essai

Il permet de déterminer le tassement effectué sur l'échantillon pendant une période de durée au moins égale à 7 jours sous plusieurs charges appliquées successivement.

II.3.1.7.2.L'appareil utilisé

L'appareil utilisé c'est l'oedomètre (Figure 62) :

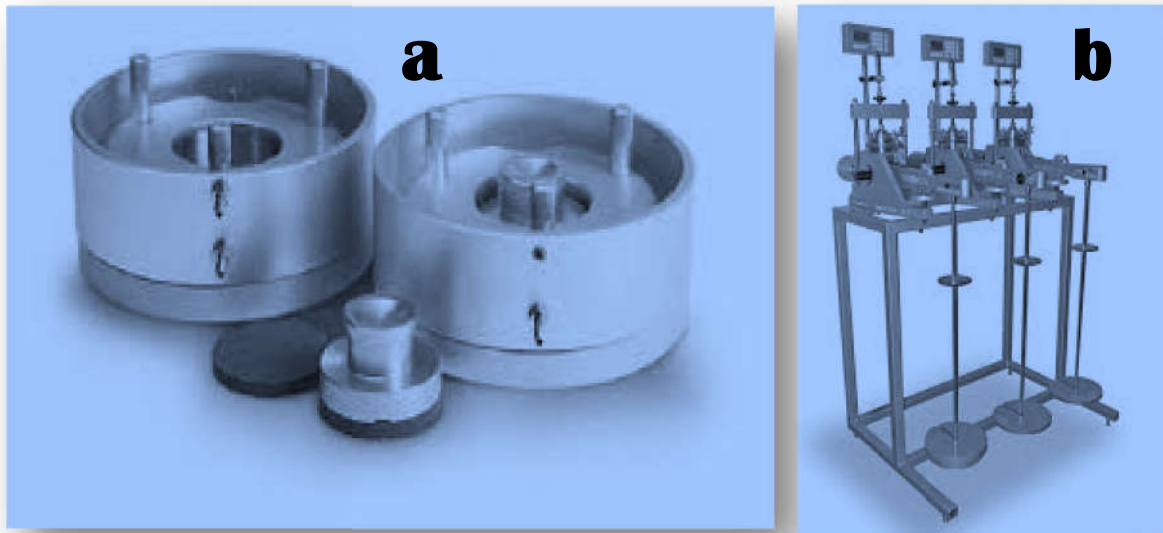


Fig.62 a) Cellule oedométrique b) l'appareil de l'oedomètre.

II.3.1.7.3.Principe de l'essai

Quatre éprouvettes, au moins, sont découpées dans le même échantillon, sensiblement au même niveau. L'essai consiste à appliquer un effort différent mais maintenu constant sur chacune des éprouvettes, et à mesurer la déformation axiale correspondante.

II.3.1.7.4. Déformation de la cellule œdométrique sur son bâti de chargement

Une mesure de déformation de la cellule est effectuée sur un éprouvette témoin métallique incompressible placé entre les deux disques drainants, éventuellement recouverts de papier-filtre, en passant par les mêmes paliers de chargement que pour l'essai.

II.3.1.7.4. Déroulement de l'essai

L'éprouvette et la bague de découpage éventuelle de caractéristiques géométriques connues sont pesées puis introduites dans la cellule œdométrique entre les deux disques drainants secs revêtus de papier-filtre. Le dispositif de répartition de l'effort sur l'éprouvette est placé au contact de l'éprouvette et le système de mesurage de la variation de hauteur de l'éprouvette est mis en place.

II.3.1.7.4.Les charges utilisées

Les charges sont : 11 kg, 23.5kg et 47 kg.

II.3.1.7.5.Mesures

La hauteur de l'éprouvette, une fois mis en place le système de chargement, est par convention la hauteur initiale H_0 mesurée à la fin de la phase de préparation. L'aire A de la section transversale de l'éprouvette est calculée à partir des mesures géométriques de la trousse coupante. Noter la date et l'heure du début du palier de chargement. Les mesures de déplacement vertical sont faites avec un minimum de lectures effectuées au voisinage de la série suivante:

• $0 - 15s - 30s - 1min - 2min - 4min - 8min - 15min - 30min - 1h - 2h - 4h - 8h - 24h$, puis une fois par jour, au moins jusqu'à 7 jours (durée minimale des paliers de chargement) .

II.3.1.7.5.Pesée en fin d'essai

En fin d'essai, on déterminera le poids du sol sec W_d , obtenu par pesée de l'éprouvette après séchage à l'étuve (24 h à 65 °C pour les sols organiques et 105 °C pour les autres sols).

II.3.1.7.6.Mode de calcul

On calculera l'indice des vides à l'instant t au moyen de la formule :

$$e = \frac{H - h_p}{h_p}$$

Avec

H : épaisseur de l'éprouvette à l'instant considéré,

h : hauteur de solide équivalente, égale à

$$h_p = \frac{w_d}{\gamma_s \cdot s}$$

W_d : Poids de sol sec obtenu par pesée de l'éprouvette après passage à L'étuve

S : section d r o i t e de l'éprouvette,

γ_s : Poids volumique des grains. On pourra prendre généralement $\gamma_s = 26,5 \text{ KN}/\text{m}^3$

Mais la mesure de γ_s , est indispensable dans les sols organiques et calcaires.

II.3.1.7.6.1.Détermination des paramètres d'identification

L'éprouvette testée dans l'essai oedométrique sera caractérisée par les paramètres suivants :

- teneur en eau initiale de l'éprouvette $W = \frac{w - w_d}{w_d}$
- poids volumique initial du sol sec $\gamma_d = \frac{w_d}{s \cdot H_0}$
- poids volumique initial $\gamma_d = \frac{w}{s \cdot H_0}$

II.3.1.7.6.2. Courbes de tassement en fonction du temps

Pour chacun des paliers de chargement, tracer dans un diagramme semi-logarithmique la courbe de tassement ΔH en fonction du temps exprimé en minutes, comme indiqué sur la figure 32.1. La partie finale de la courbe est généralement linéaire.

Tracer la droite correspondant à cette phase de l'essai.

Choisir sur cette droite deux temps t_1 et t_2 auxquels correspondent les tassements ΔH_1 et ΔH_2 .

Le taux de compression secondaire C_α est donné par la relation :

$$C_\alpha = \frac{\Delta H_2 - \Delta H_1}{H_0} \cdot \frac{1}{\log t_2/t_1}$$

L'indice de fluage $C_{\alpha e}$, est égal pour sa part à :

$$C_{\alpha e} = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} = (1 + e_0) C_\alpha$$

e_0 Désignant l'indice des vides initial de l'essai.

II.3.1.7.6.3. Présentation des résultats

Rassembler dans un tableau les valeurs de C_α et $C_{\alpha e}$ obtenues pour les différents paliers de l'essai.

II.3.1.7.6.4. Commentaires

Les valeurs de C_α et $C_{\alpha e}$ peuvent varier de façon sensible d'un palier à l'autre. Si tel est le cas on retiendra comme résultat de l'essai la moyenne des valeurs obtenues sous σ'_p , et σ'_{vf}

(Contrainte effective verticale finale au niveau de l'échantillon, sous l'ouvrage).

CHAPITRE III
Présentation et analyse des
résultats d'essais

III. Introduction

Le programme expérimental est composé en deux parties, la première partie concerne les essais d'identification :

a. Les essais d'identification

- paramètres d'état;
- l'analyse minéralogique et chimique;
- limites d'Atterberg;
- Analyse chimique;
- Analyse granulométrique;
- Essai au bleu de méthylène;
- Analyse minéralogique.

b. Les essais mécaniques

- essais de fluage œdométrique.

III.1. Résultats des essais

III.1.1. Les essais d'identification

Le tableau 08 représente les valeurs des paramètres d'états de chaque profondeur.

Essai N°	1	2	3	4	moyenne
Prof (m)	1.6 – 2 m	3-3.6 m	4 - 4.6 m	6 - 6.4 m	
w (%)	23.739	25.091	21.061	28.561	24.613
$\gamma_h(\text{g/cm}^3)$	2.159	2.037	1.990	2.405	2.14775
$\gamma_d(\text{g/cm}^3)$	1.745	1.629	1.644	1.871	1.72225

Tab.08 Moyenne de la teneur en eau et de la masse volumique sèche et humide.

III.1.2. Analyse granulométrique

a-Analyse granulométrique par tamisage

On a fait cinq essais pour déterminer la distribution granulométrique et sont présentés en annexe (Annexe A-1, A-2, A-3, A-4 et A-5) Le tableau 09 présente la récapitulation des résultats des séries d'essais d'analyse granulométriques par tamisage.

Tamisât (%)					
Tamis (mm)	Essai 01	Essai 02	Essai 03	Essai 04	Essai 05
5	99,02	97,34	97,15	98,60	99,58
2	96,83	95,13	94,95	96,25	97,21
1	94,26	92,52	92,47	94,36	95,19
0,4	88,88	87,12	87,08	90,03	90,54
0,2	84,56	83,54	83,36	87,01	87,12
0,1	81,88	81,23	80,43	84,62	84,45
0,08	81,44	79,88	79,68	84,07	83,76

Tab.09 Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique tamisage.

b-Analyse granulométrique par sédimentométrie

On a aussi effectué cinq essais de l'analyse sédimentométrique et les résultats sont regroupés dans le tableau récapitulatif 10 cité ci-dessous :

	ESSAI (01)	ESSAI (02)	ESSAI (03)	ESSAI (04)	ESSAI (05)
D (mm)	Passants (%)	Passants (%)	Passants (%)	Passants (%)	Passants (%)
0,08	84,07	79,67	80,35	79,76	78,29
0,075	82,26	77,86	78,54	79,76	76,71
0,055	78,64	74,24	74,92	79,76	76,71
0,038	78,27	73,87	74,55	78,16	75,12
0,025	76,83	72,43	73,11	76,57	73,53
0,017	75,01	70,61	71,29	70,19	73,53
0,012	72,48	68,08	68,76	68,59	70,35
0,008	69,58	65,18	65,86	63,81	67,18
0,005	62,34	57,94	58,62	60,62	57,65
0,002	53,16	51,38	52,39	47,86	52,53

Tab.10 Récapitulatif des résultats des essais de l'analyse granulométrique.

III.1.3.Limites d'Atterberg

On a fait trois essais pour la détermination des limites d'Atterberg. Le tableau 11 présente la récapitulation des résultats des séries d'essais de limites d'Atterberg. Les résultats de limites d'Atterberg sont regroupés dans les tableaux joints en annexe (A-6, A-11). Les courbes des limites d'Atterberg sont présentées sur les figures jointes en annexe (A-12, A-13 et A-14).

Essai N°	W_L (%)	W_p (%)	I_p (%)	$I_c = (W_L - W_{nat}) / I_p$	$A_c = I_p / C_2$	$A_{cor} = I_p / (C_2 - 10)$
1	81.09	31.14	49.95	1.13	0,93	1,57
2	82.68	31.66	51.02	1.57	0,99	1,23
3	80.33	32.92	47.41	1.65	0,90	1,11
La Moyenne	81.37	31.90	49.46	1.45	0,94	1,16

Tab.11 Récapitulatif des résultats des essais des limites d'Atterberg.

III.1.4.Essai au bleu de méthylène

On a réalisé six (6) essais au bleu de méthylène, les résultats obtenus sont repris dans le tableau.

	Masse du sol (g)	Volume de la solution (cm ³)	VBS (g/cm ³)	SST (m ² /g)
Essai 1	30	236	7,87	164,57
Essai 2	30	255	8,50	177,82
Essai 3	30	242	8,07	168,75
Essai 4	30	280	9,33	195,25
Essai 5	30	245	8,17	170,91
Essai 6	30	293	9,77	204,38
Moyenne	30	258,5	8,62	180,28

Tab.12 Résultats des paramètres tirés de l'essai au bleu à la tache.

III.1.5.Analyse chimique

Les résultats de cette analyse sont représentés sur le tableau 23.

Ech	Si	Al	Fe	CaO	MgO	So3	K2O	Na2O	LSF	SM	AM
1	45,51	13,66	5,96	11,47	2,14	1,26	1,56	0,9	7,8	2,32	2,29
2	44,16	13,85	4,9	12,75	2,39	5,48	1,72	1	8,9	2,36	2,83
3	43,44	13,72	5,63	11,65	2,3	1,23	1,77	0,81	8,45	2,25	2,44
4	42,86	13,8	4,17	14,21	2,23	0,44	1,75	0,57	10,2	2,38	3,31
Moyen	43,9925	13,7575	5,165	12,52	2,265	2,1025	1,7	0,82	8,8375	2,3275	2,7175

Tab.14 Analyse chimique de l'argile étudiée.

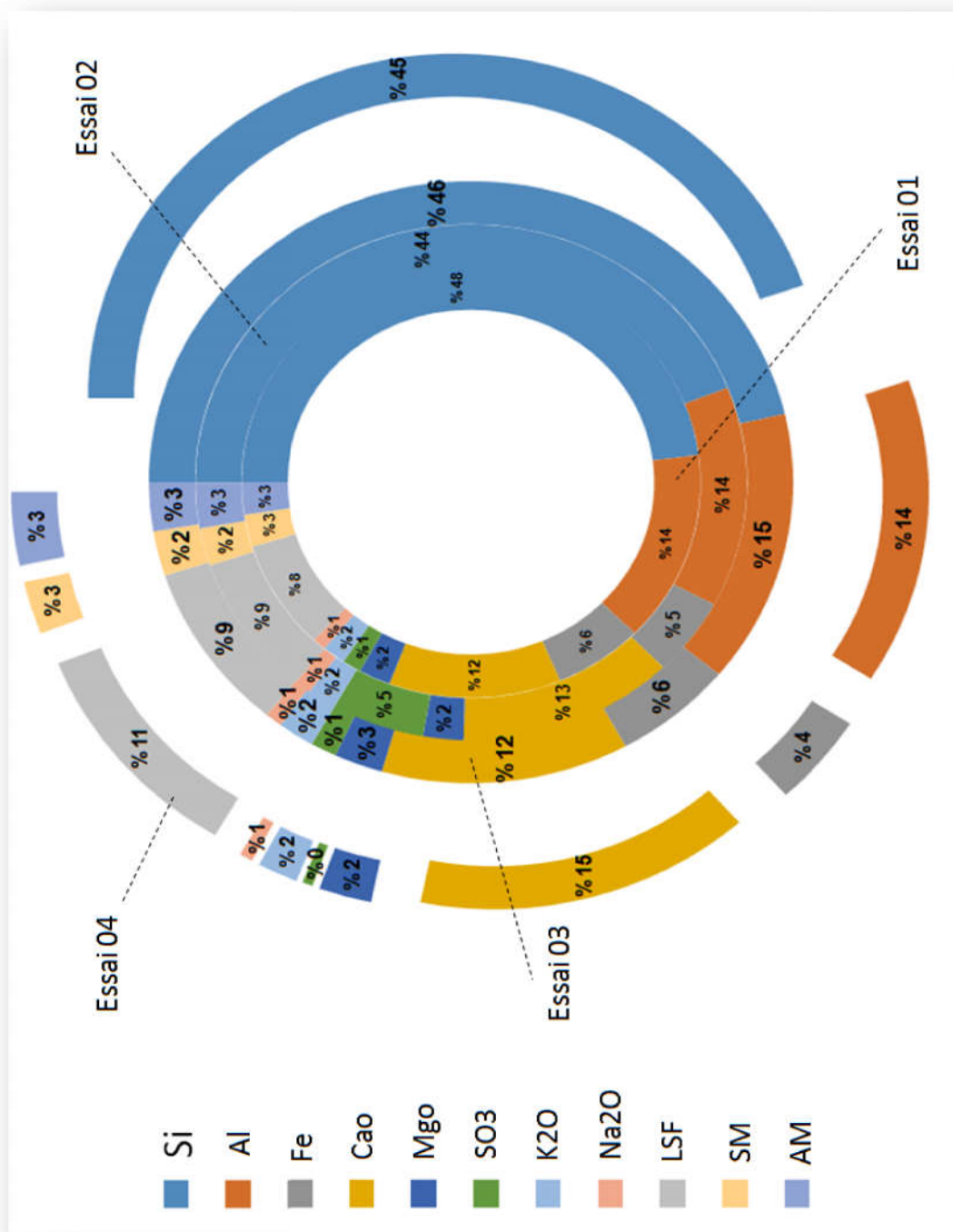


Fig.63 Paperboard d'analyse chimique de l'argile.

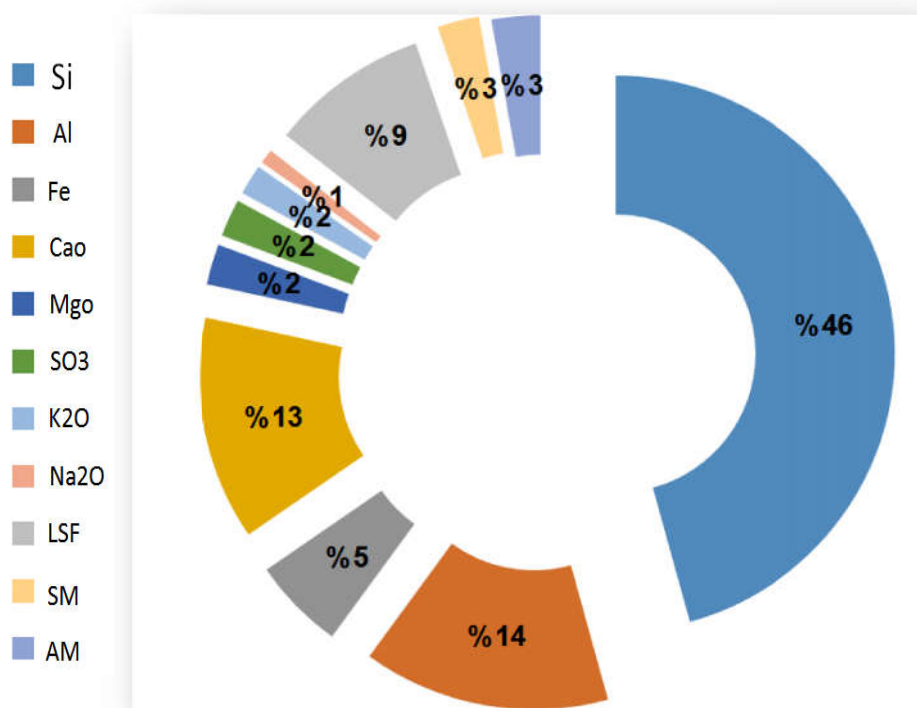


Fig.64 Paperboard de moyenne d'analyse chimique de l'argile.

III.1.6. Analyse minéralogique

Il s'agit d'une analyse diffractométrique aux rayons X sur le sol témoin.

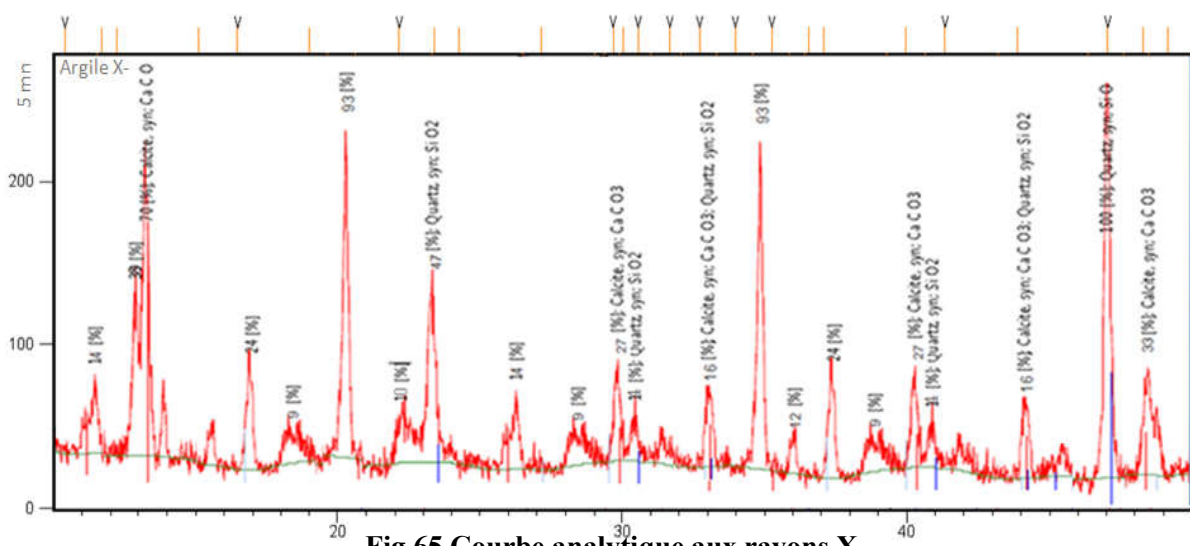


Fig.65 Courbe analytique aux rayons X.

III.2. Les essais mécaniques

III.2.1. L'essai de fluage

Les courbes de tassement ($\Delta h, \lg t$) sont présentées en annexe (A-15, A-16 et A-17) pour les essais exécutés entre 2.3 et 2.6m de profondeur et sur les Annexe (A-18, A-19 et A-20) pour les essais exécutés entre 3.0-3.5m de profondeur et sur les Annexe (A-21, A-22 et A-23) pour les essais exécutés entre 4.5-4.8m de profondeur et finalement les Annexe (A-24, A-25 et A-26) pour les essais exécutés entre 7.0-7.3m de profondeur. Les caractéristiques de fluage sont récapitulées dans le tableau 15.

Les séries des courbes de tassement de profondeur 2.3-2.6 m sur la figure 67.

Les séries des courbes de tassement de profondeur 3.0-3.5 m sur la figure 68.

Les séries des courbes de tassement de profondeur 4.5-4.8 m sur la figure 69.

Les séries des courbes de tassement de profondeur 7.0-7.3 m sur la figure 70.

- le taux de fluage C_α est donné par la pente de la droite linéarisant la partie finale de la courbe de fluage :

$$C_\alpha = \frac{\Delta h_2 - \Delta h_1}{H_0} \cdot \frac{1}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)}$$

- L'indice de fluage C_{ae} est donné par la relation suivante :

$$C_{ae} = C_\alpha (1 + e_i)$$

Où e_i désigne l'indice des vides initial de l'essai. On notera par ailleurs que les valeurs de C_α et C_{ae} varient sensiblement d'une éprouvette à l'autre, en fait d'un palier à l'autre, confirmant ainsi l'influence de l'intensité de la charge sur l'évolution du fluage du sol.

On a fait 4 séries de fluage chaque série comporte trois essais des différentes charge (600kpa, 1200kpa et 2400 kpa) et des différentes profondeurs.

- Série(0) prof 2.3-2.6 m.
- Série(02) prof 3.5-3.8 m.
- Série(03) prof 4.5-4.8 m.
- Série(04) prof 7.0-7.3 m.

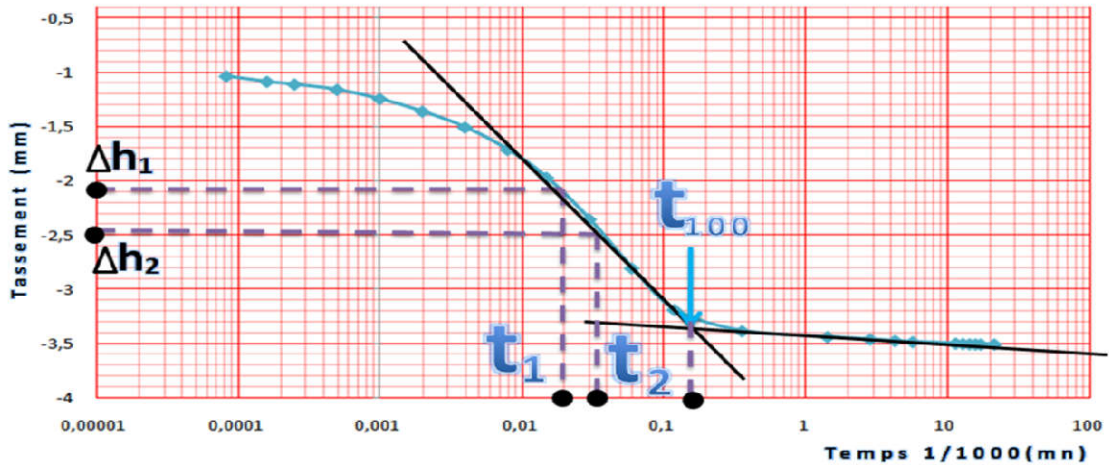


Fig.66 Courbe analytique.

Un exemple de calcul (courbe prof 7-7.3m 2400 kpa) :

Le taux de fluage C_α :

$$C_\alpha = \frac{2.3 - 1.56}{20} \cdot 1 / \log\left(\frac{0.032}{0.0040}\right)$$

$$C_\alpha = 0.0448$$

L'indice de fluage C_{ae} :

$$C_{ae} = C_\alpha (1 + e_i)$$

$$C_{ae} = 0.0448 (1 + 0.75) \quad / e_i = 0.75$$

$$C_{ae} = 0.078$$

Le temps t_{100} correspondant à 100% de consolidation primaire :

Par la projection sur l'axe du temps : $t_{100} = 0.7$

Le tableau 15 représente les valeurs caractéristiques de fluage de cet argile :

Paramètres	Série 01			Série 02			Série 03			Série 04		
	Profondeur 2.3-2.6 m			Profondeur 3.0-3.5 m			Profondeur 4.5-4.8 m			Profondeur 7.0-7.3 m		
	600kpa	1200kpa	2400kpa	600kpa	1200kpa	2400kpa	600kpa	1200kpa	2400kpa	600kpa	1200kpa	2400kpa
γ_h	1.89	1.86	1.88	1.92	1.84	1.81	2.03	2.05	2.00	1.92	1.95	1.97
$W\%$	34.04	24.41	32.15	22.44	20.02	23.61	19.82	19.90	22.54	20.66	27.15	23.20
γ_d	1.15	1.52	1.14	1.24	1.25	1.18	1.68	1.66	1.59	1.52	1.46	1.50
W_d	45.44	59.96	45.10	49	49.42	46.67	65.99	65.176	62.573	59.96	57.52	59.08
H_p	0.88	1.15	0.86	0.94	0.95	0.89	1.26	1.25	1.20	1.15	1.10	1.14
e_i	1.27	0.73	1.32	1.12	1.10	1.24	0.58	0.60	0.66	0.73	0.81	0.75
$C\alpha$	0.0028	0.0071	0.0200	0.0295	0.0080	0.0259	0.0088	0.0085	0.0261	0.0271	0.03077	0.0448
$C\alpha e$	0.0064	0.0124	0.0480	0.0626	0.0168	0.0581	0.0140	0.1364	0.0433	0.0468	0.0556	0.0784
T_{100}	0.01	0.18	0.22	0.18	0.048	0.34	0.17	0.2	0.15	0.45	0.23	0.17

Tab.15 Récapitulatif des résultats de caractéristique de fluage.

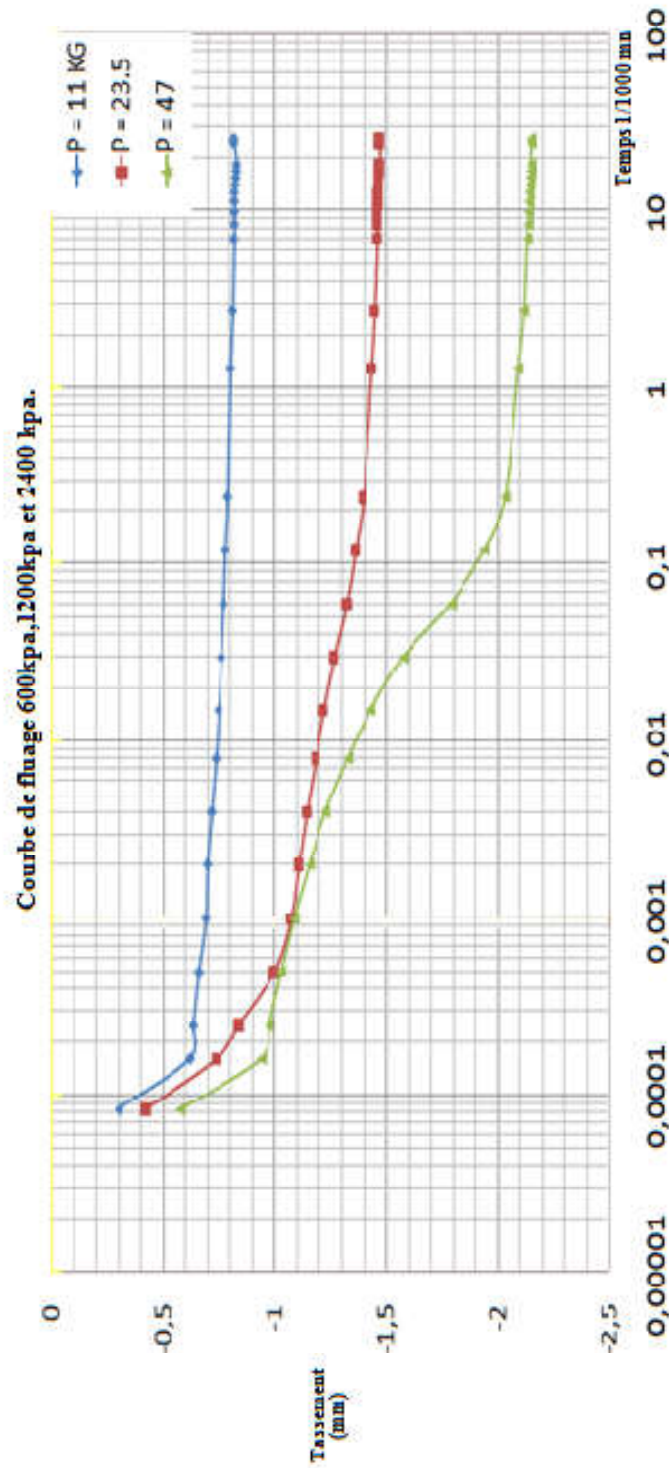


Fig.67 Série des courbes de prof 2.3-2.6 m[85]

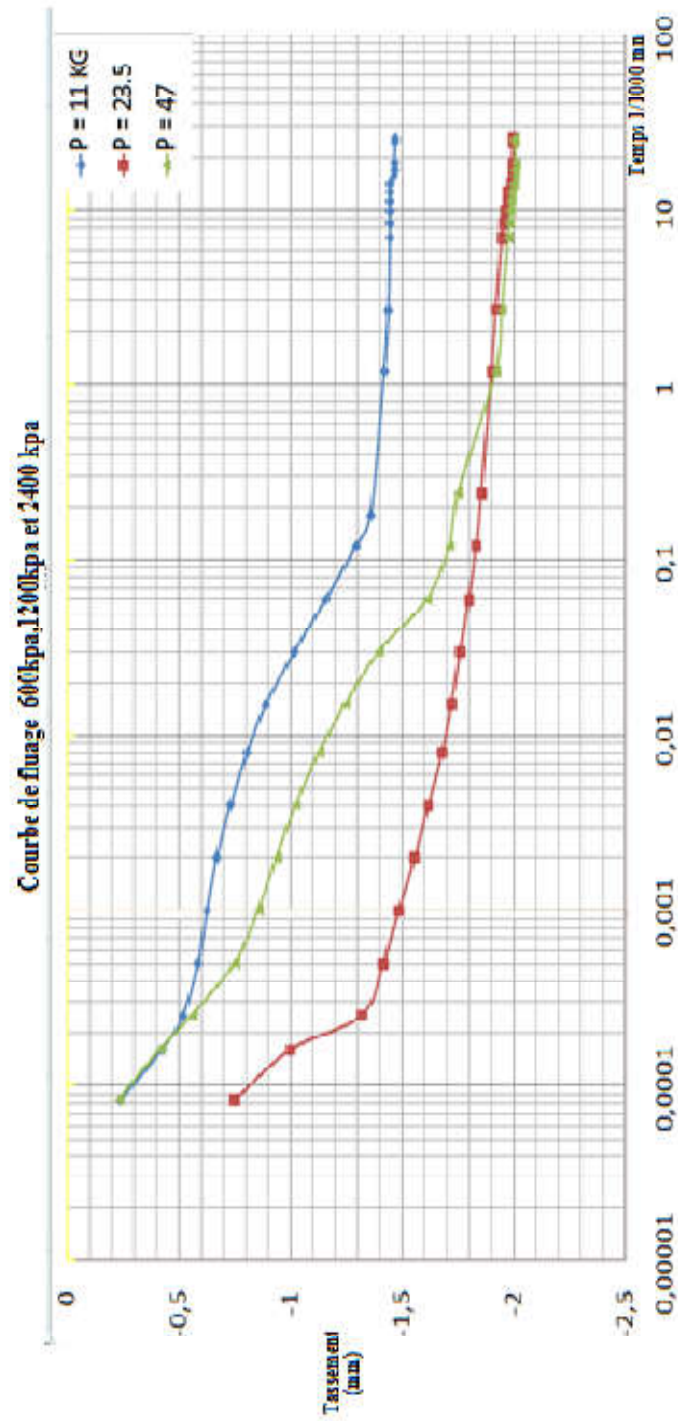
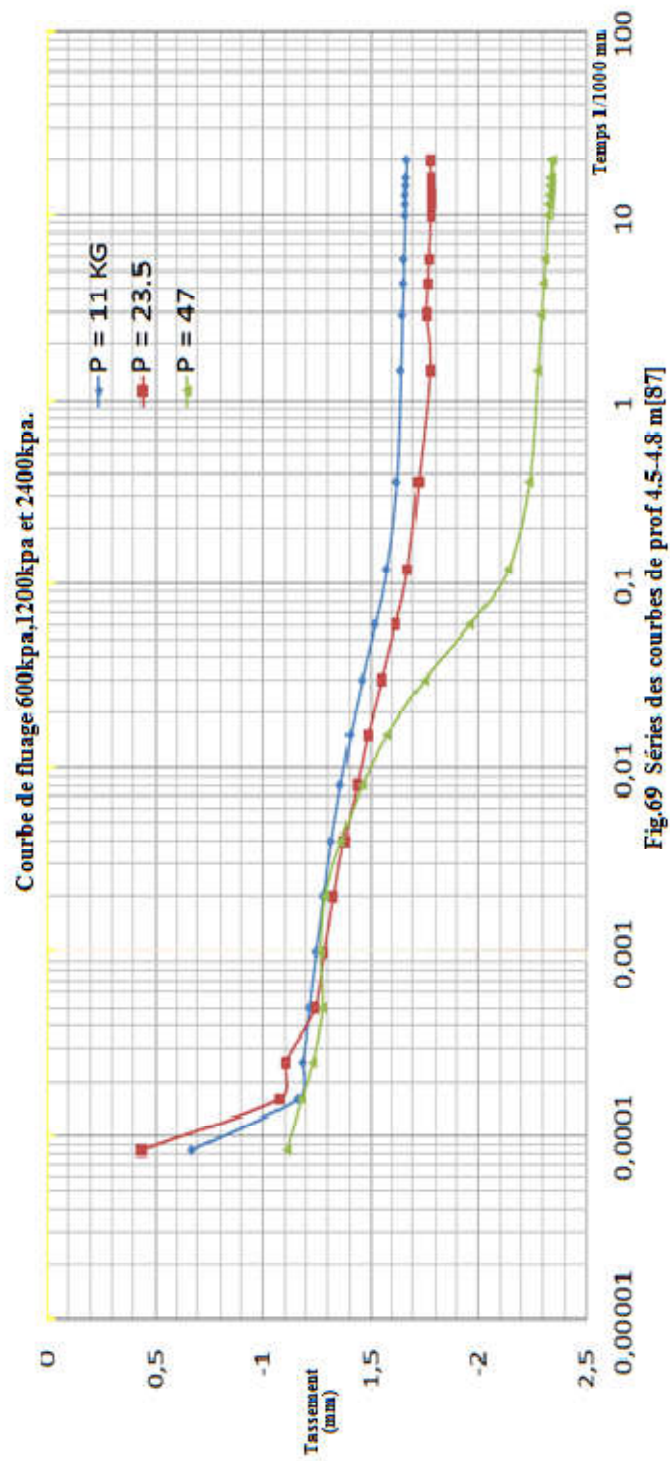


Fig.63 Série des courbes de prof.3,0-3,5 m[86]



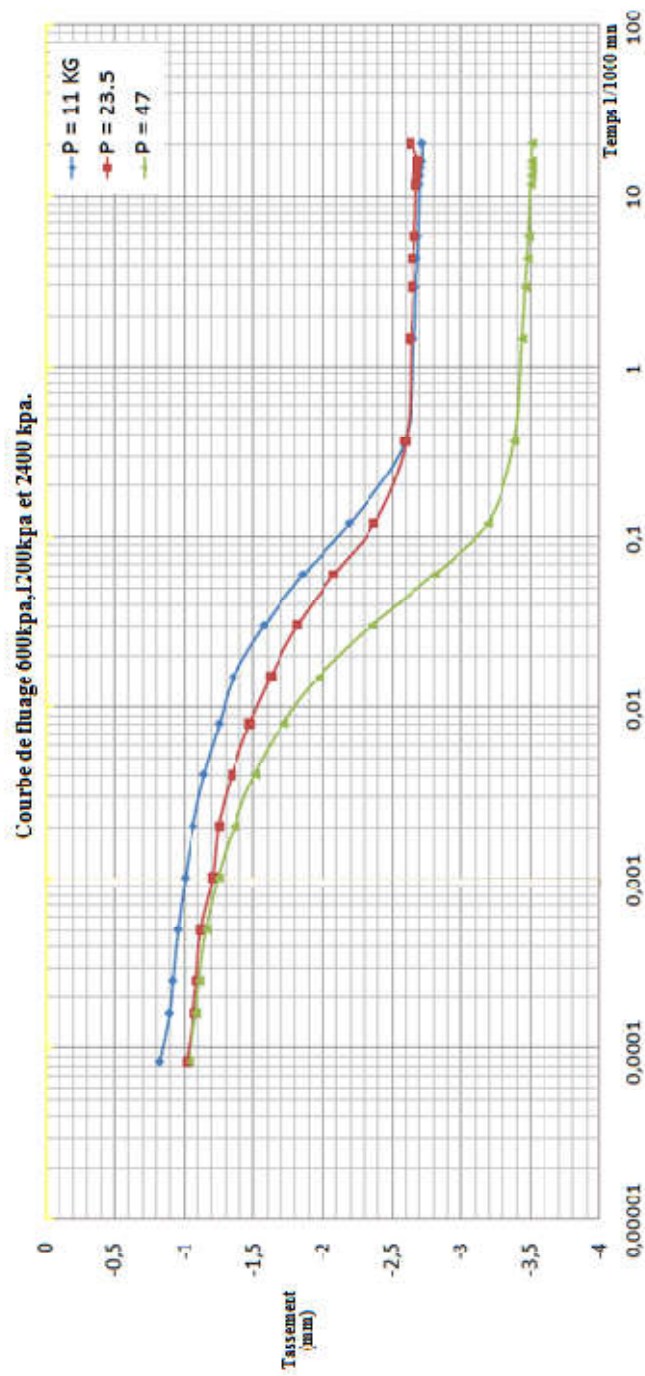
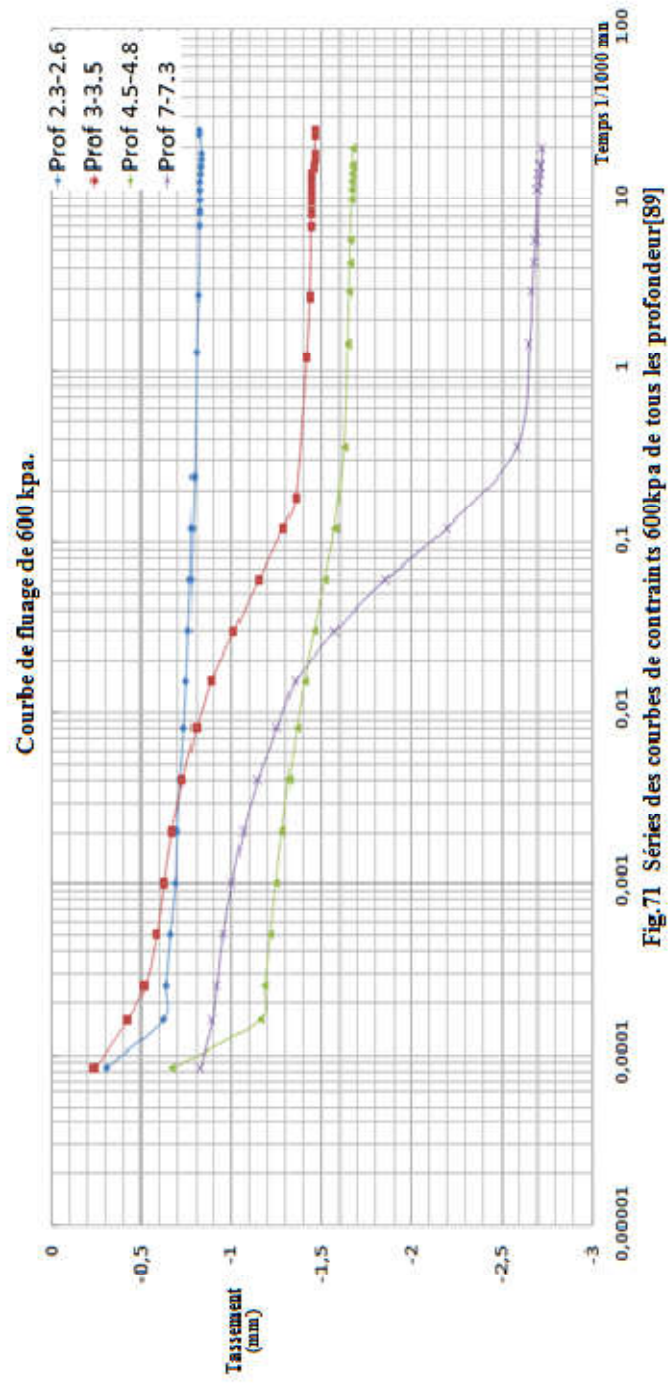


Fig.70 Série des courbes de prof 7.0-7.3 m[88]



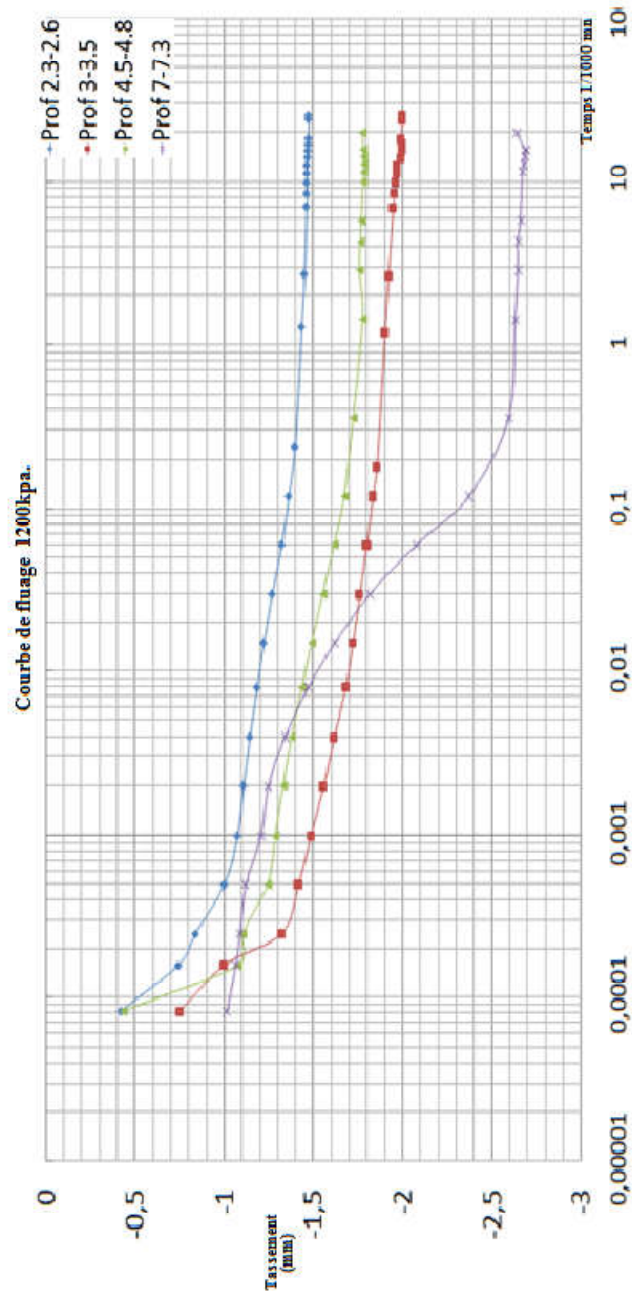


Fig.72 Série des courbes de contrainte 1200kpa de tous les profondeurs[90].

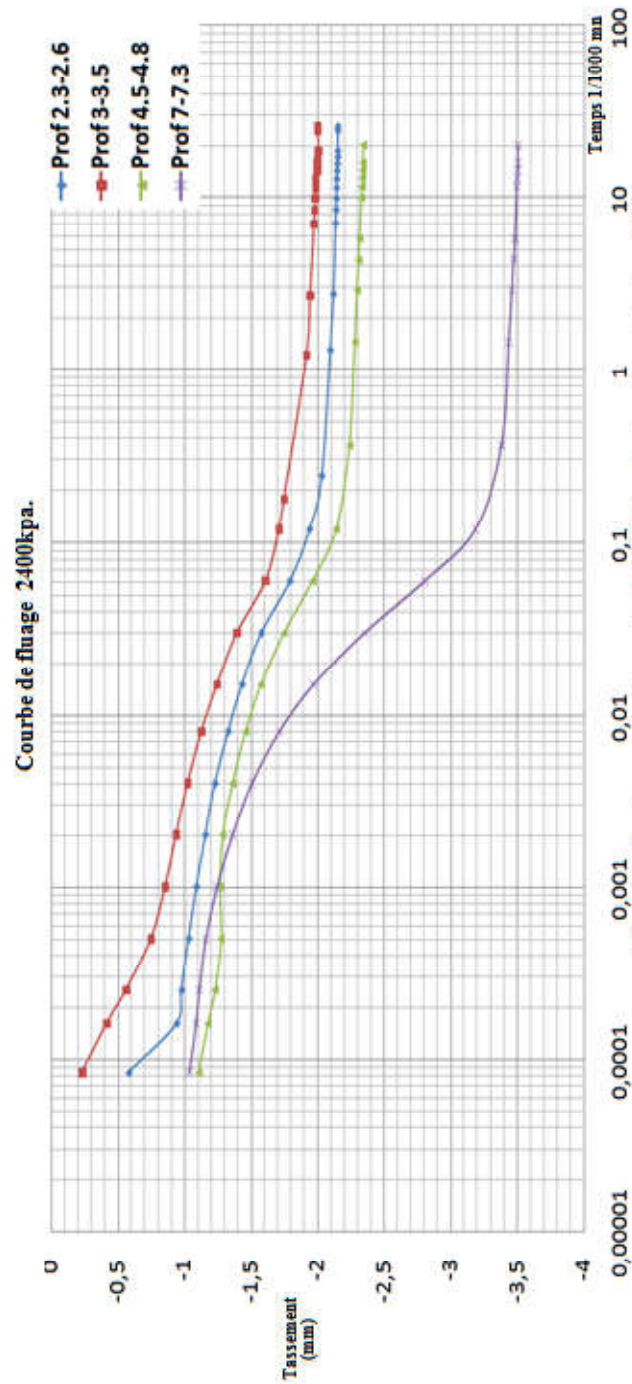


Fig.73 Série des courbes de contrainte 2400kpa de tous les profondeurs[91].

III.3. Interprétation des résultats des essais d'identification

- Les essais d'identification

L'analyse minéralogique aux rayons X montre que la silice est cristallisée sous forme quartz et les carbonates sont sous forme de calcites CaCO_3 (carbonate de calcium).

D'après les résultats de l'analyse chimique, nous remarquons que les éléments prépondérants sont : la silice et l'alumine, et ces deux éléments constituent la structure argiles, donc il s'agit d'argile avec la présence d'impuretés comme l'oxyde de fer, les sulfates la chaux. La teneur en Silice (<50 %), reflète la faible présence du sable dans cette argile. teneur en Silice reste inférieure à 80 %, qui est la frontière entre les sols gonflants e gonflants.

Les analyses granulométriques réalisées donnent un pourcentage des passants à 80 μm compris entre 79,68 % et 84,07 % avec une moyenne de 81,76 %. Ces valeurs indiquent que le sol présente une granulométrie très fine. Le pourcentage de passants à 2 μm varie entre 51,38 % et 53,16 % avec une moyenne de 53,39 %. La limite de liquidité varie entre 81,09 % et 82,96 avec une moyenne de 81,97 % et l'indice de plasticité I_p varie entre 47,41 % et 51,02 % avec une moyenne de 49,46 %.

Ces valeurs sont très peu dispersées pour le prélèvement exploré. Elles 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 très plastique (Atp) très consistante avec une activité importante de sa fraction argileuse qui indique la présence de montmorillonite calcique. Les modifications de la teneur en eau de ce type de sol sont généralement accompagnées de retrait ou gonflement considérable.

La valeur de bleu VBS est égale à 8,62. D'après la norme française NF P 11-300, il s'agit d'un sol très argileux et la valeur de la surface spécifique totale (SST) correspondante est égale à 180,28 m^2/g . Cette valeur dépasse largement 100 m^2/g , ce qui implique que notre argile est constituée essentiellement de minéraux de type vermiculite, qui sont des argiles gonflantes.

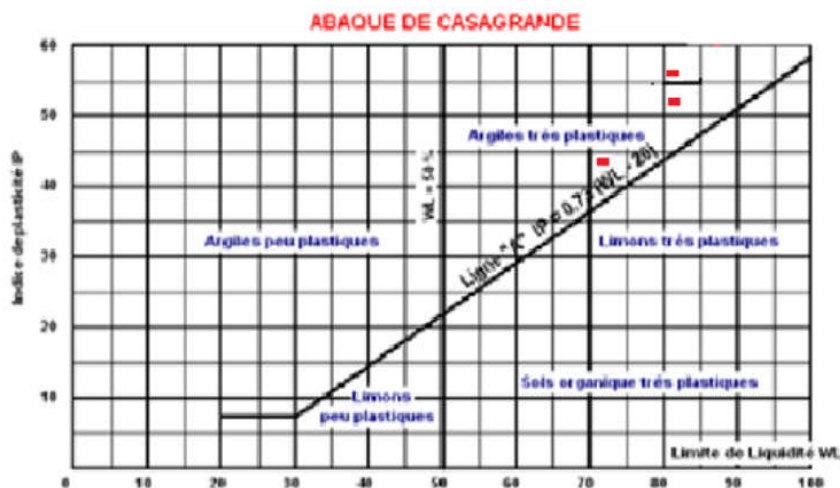


Fig.74 Courbes de limites d'Atterberg des essais.

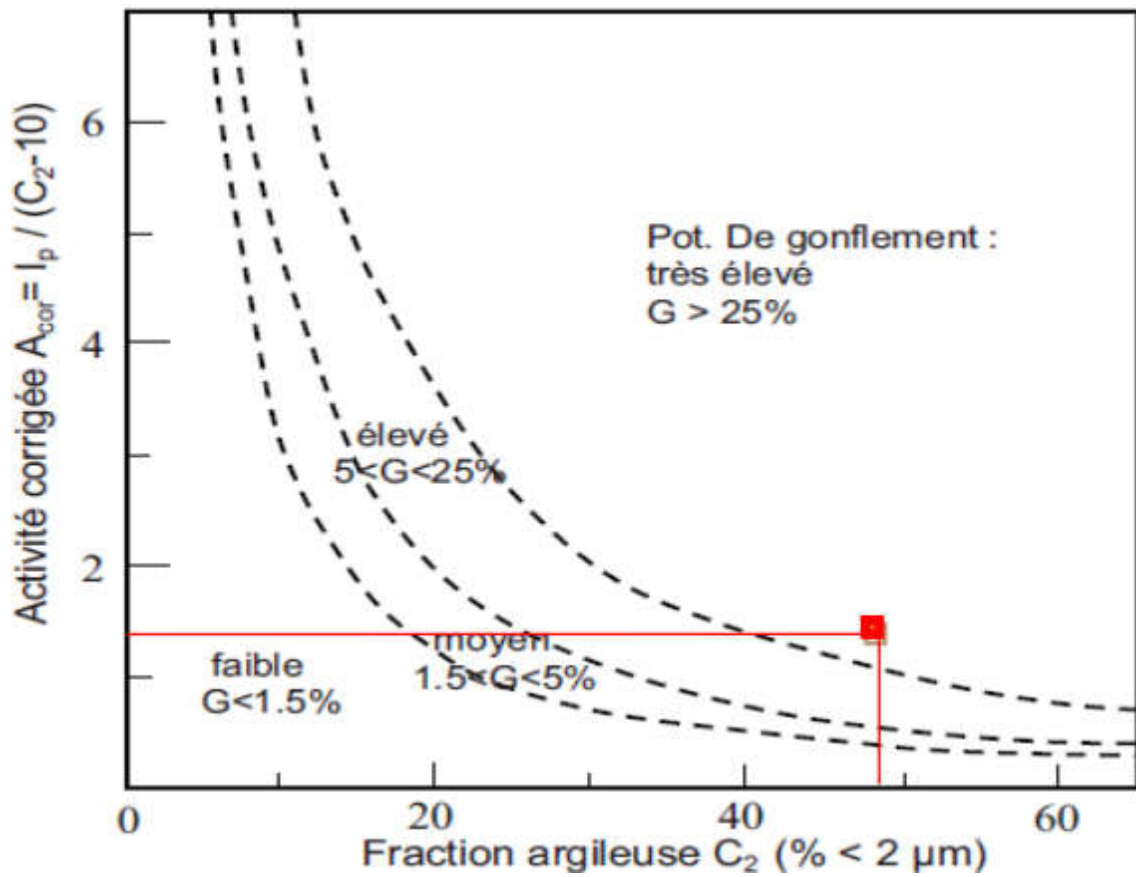


Fig.75 Classification selon Seed et al. (1962).

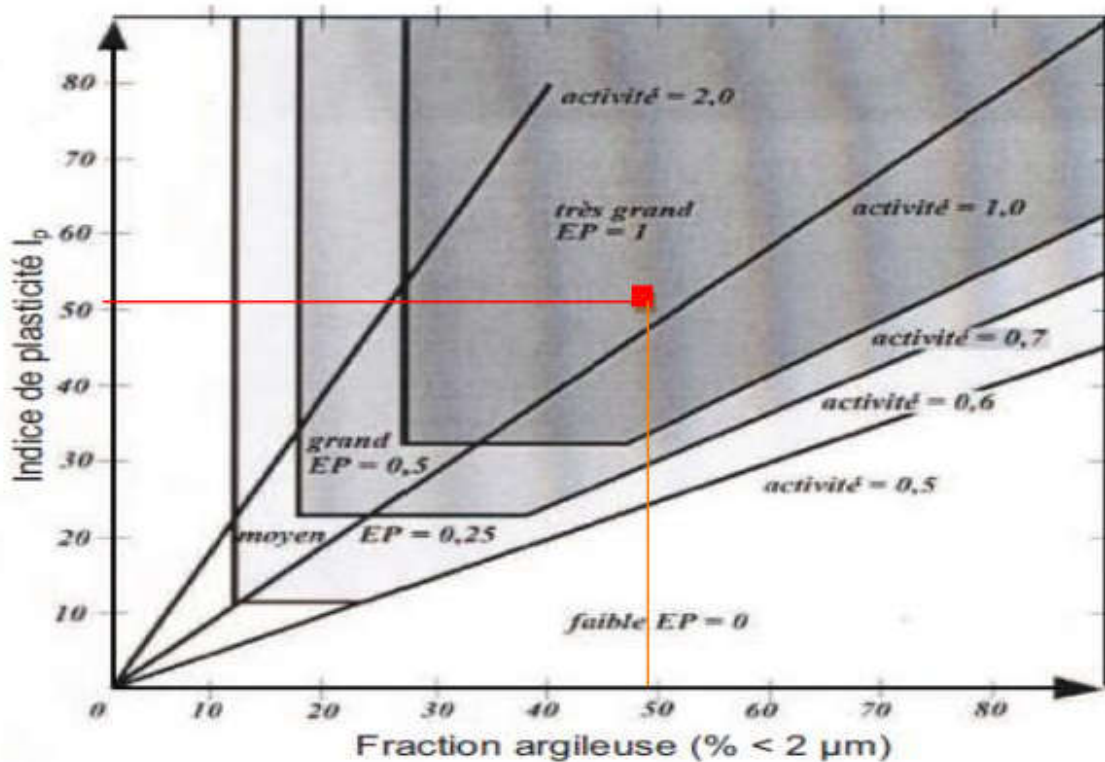


Fig.75 Williams et Donaldson.

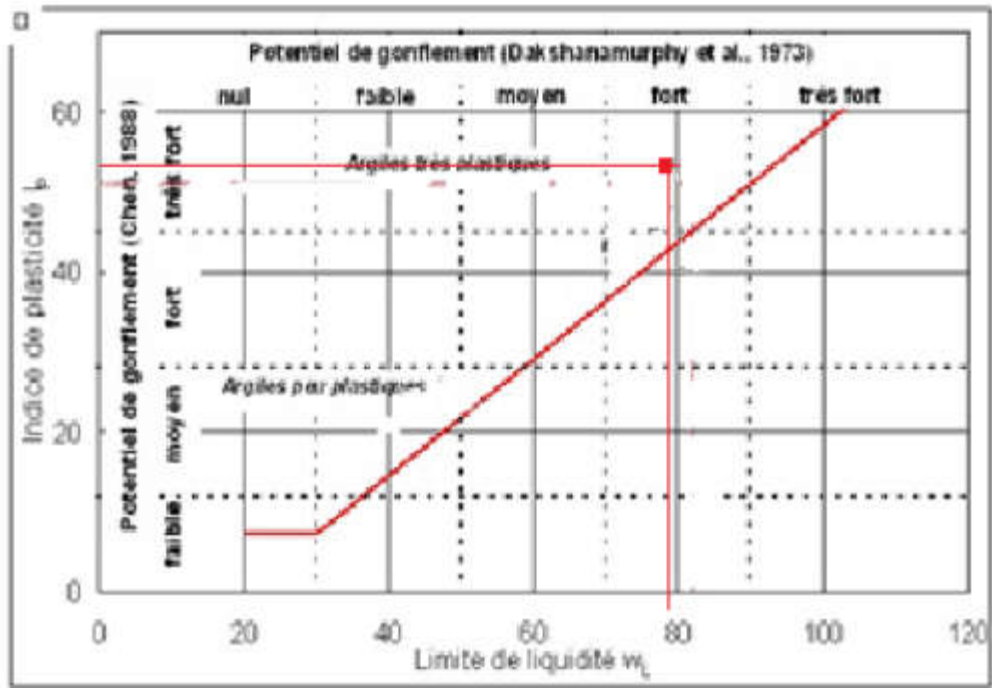


Fig.76 Dakshnamurthy et al. (1973) et Chen (1988).

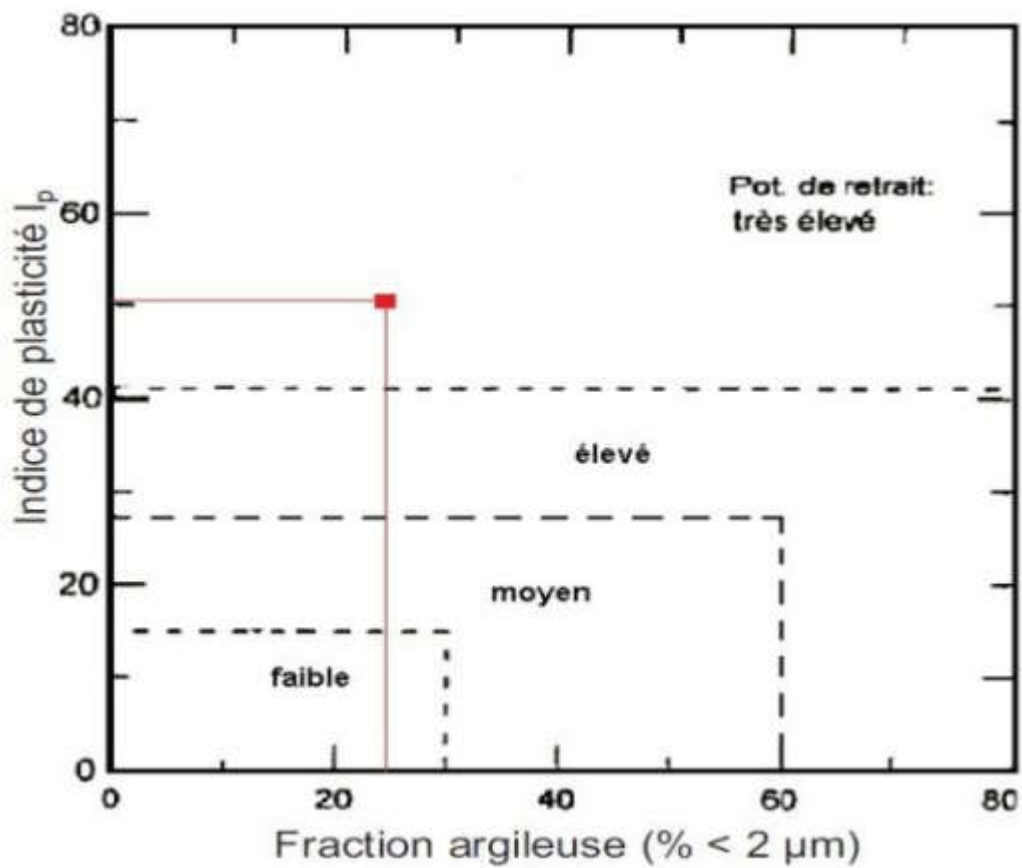


Fig.77 Building Research Establishment (1980).

- Les essais mécaniques

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

- Les valeurs de ΔH peuvent varier de façon sensible d'une charge à l'autre :
 - $\sigma_1=600$ Kpa, ΔH varié entre (0.81mm) à (2.71mm).
 - $\sigma_2=1200$ Kpa, ΔH varié entre (1,476mm) à (2.63mm).
 - $\sigma_3=2400$ Kpa, ΔH varié entre (2.00mm) à (3.50mm).
- les courbes de fluage (Δh , lgt) sont caractérisées par deux sections successives de caractéristiques différentes qui traduisent des comportements particuliers : la première caractérisée par une vitesse de déformation croissante, définit la phase de consolidation (ou de fluage) primaire et la seconde, caractérisée par une vitesse de déformation sensiblement constante, définit la phase de fluage secondaire. les courbes (Δh , lgt), appelées courbes de fluage, qui expriment la relation entre l'indice des vides et le logarithme du temps (méthode de Casagrande). Ces courbes permettent de déterminer le temps t_{100} correspondant à 100% de consolidation primaire et l'indice de fluage $C_{\alpha e}$ qui décrit la vitesse de consolidation secondaire du sol sous l'action d'une charge donnée.
- cependant, les courbes correspondant aux faibles contraintes (600 KPa) le sol ne semblent pas présenter une zone de transition assez marquée qui aurait séparé les zones de compression primaire et secondaire, ce qui est le cas pour les fortes contraintes.
- les courbes de fluage ont permis de déterminer le temps t_{100} correspondant à 100% de consolidation primaire (méthode de Casagrande) et le taux de fluage C_{α} pour les contraintes (1200 kpa et 2400 kpa) et calcul de l'indice de fluage $C_{\alpha e}$ correspondant. Les contraintes 1200 kPa sont compris des valeurs de $C_{\alpha e}$ entre 0.00718 et 0.03077 selon la contrainte considéré avec une valeur moyenne de $C_{\alpha e} = 0.0553$. Les contraintes 2400 kPa sont compris des valeurs de $C_{\alpha e}$ entre 0.020 et 0.0448 avec une valeur moyenne de $C_{\alpha e} = 0.05695$.

CONCLUSION

D'après les essais passés qui on a fait sur le sol prélevés sur le site de Sidi Hadjrès (wilaya de M'sila), on peut conclu:

- les caractéristiques d'identification, sont peu dispersées. Elles sont homogènes en profondeur et indiquent que c'est une argile marneuse très plastique.
- les essais de fluage ont permis de caractériser l'effet de la durée de chargement sur les caractéristiques de compressibilité de l'argile.
- L'influence de la charge sur ce sol est déférente, Où l'augmentation de la charge fait un grand tassement.

CONCLUSION GENERALE

Tout ouvrage est en interaction avec son environnement géotechnique. C'est pourquoi, au même titre que les autres ingénieries, l'ingénierie géotechnique est une composante de la maîtrise d'œuvre indispensable à l'étude puis à la réalisation de tout projet. Le modèle géologique et le contexte géotechnique général d'un site, définis lors d'une mission géotechnique préliminaire, ne peuvent servir qu'à identifier des risques potentiels liés aux aléas géologiques du site. L'étude de leurs conséquences et leur réduction éventuelle ne peut être faite que lors d'une mission géotechnique au stade de la mise au point du projet : en effet les contraintes géotechniques de site sont conditionnées par la nature de l'ouvrage et variables dans le temps, puisque les formations géologiques se comportent différemment en fonction des sollicitations auxquelles elles sont soumises (géométrie de l'ouvrage, intensité et durée des efforts, cycles climatiques, procédés de construction, phasage des travaux notamment).

Parmi les conséquences néfastes du gonflement des sols sur le bâti qui ont incité les chercheurs et les ingénieurs à penser à des remèdes et à des solutions aux causes des dégâts engendrés par ce phénomène. Cette étude s'inscrit dans un cadre de recherche sur le traitement et la stabilisation des sols expansifs. Le traitement des sols en place évite le transport et valorise les matériaux locaux. Il a pour objectif de réaliser des couches de fondation de qualité, dont les caractéristiques mécaniques seront considérablement rehaussées, ce qui donne une plus grande portance et une meilleure distribution des charges. Ces couches vont acquiescent une meilleure résistance à l'érosion en augmentant sensiblement leur durabilité.

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

- les caractéristiques d'identification, sont peu dispersées. Elles sont homogènes en profondeur et indiquent que c'est une argile marneuse très plastique, caractérisée par un potentiel de gonflement fort à très fort;
- d'après la classification usuelle, les sols de Sidi Hadjrès (wilaya de M'sila) peuvent être classés comme une argile marneuse très plastique. Les sondages effectués révèlent que cette argile est homogène sur toute la profondeur explorée;
- les essais de fluage œdométrique ont donné des valeurs très faibles de l'indice de fluage, ce qui veut dire que cette argile marneuse est très peu sensible au fluage. Généralement, les études appliquées au but de connaître le milieu de construire soit (Bâtiments routes, pentes ...ex.) pour obtenir une fondation de qualité.

**RÉFÉRENCES
BIBLIOGRAPHIQUES**

Références bibliographiques

- [1]. Futura- sciences. Le magazine de l'innovation, de la science et de la découverte., Mercredi 21 octobre 2009.
- [2].VELDE. SPRINGER., Origin and mineralogy of clays. Clays and the environment., 1995.
- [3]. ESLINGER. PEAVER., Domaines d'études des argiles. Clay minerals for petroleum geologists and engineers., 1988.
- [4].PARKER. RAE. SPRINGER., Rôle des argiles dans l'environnement., Environmental interactions of clays, clays and the environment., UD8504/AR:AP.003., 1989.
- [5]. PARKER. RAE. SPRINGER., Adsorption et absorption. Environmental interactions of clays. clays and the environment., UD8504/AR:AP.003., 1989.
- [6]. PARKER. RAE. SPRINGER., Rôle des argiles dans la migration des éléments traces: processus d'adsorption. Environmental interactions of clays. clays and the environment., UD8504/AR:AP.003., 1989.
- [7]. PARKER. RAE. SPRINGER., Transport des éléments traces par les colloïdes. Environmental interactions of clays. clays and the environment., UD8504/AR:AP.003., 1989.
- [8]. GRIM. LAMBE. WARSHAW. HOLTZ. AL. ROY., Tétraèdre de silice. vue isométrique d'un feuillet de silice en tétraèdre. schéma du feuillet de silice. vue en plan du feuillet de silice. 1959. 1961. 1991.
- [9].GROM. LAMBE., WARSHAW. ROY. HOLTZ. AL., Octaèdre d'aluminium (ou de magnésium). vue isométrique d'un feuillet en octaèdre. schéma du feuillet en octaèdre d'aluminium (ou de magnésium). vue en plan du feuillet en octaèdre., 1959. 1953. 1961. 1991.
- [10].Kaolinite (MEB).
- [11].Illites(MEB).
- [12].Comparaison entre différentes argiles.
- [13].Comparaison entre les structures des argiles.
- [14].Comparaison entre les structures des argiles.
- [15].Comparaison entre les structures des argiles.
- [16].Comparaison entre les argiles.
- [17]. MOREL., Liaisons possibles de l'eau interfoliaire., 1996.
- [18].Mécanisme d'adsorption de l'eau sur les surfaces argileuses :
- a) Attraction par osmose.
 - b) Attraction dipolaire (Mitchell, 1993).
- [19].WAKIM J. Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides Montes et al., 2005.
- [20].MITCHELL., Photographies au Microscope Electronique à Balayage des argiles., 1986.
- [21]. Effet de retrait-gonflement.
- [22]. Effet de la teneur en eau.
- [23]. Identification des sols gonflants au laboratoire.
- [24]. ALTMeyer., Relation entre le potentiel de gonflement et la limite de retrait., 1955.
- [25]. SEED. AL., Relation entre le potentiel de gonflement et l'indice de plasticité., 1962.
- [26]. SEED. AL., Potentiel de gonflement., 1962.
- [27]. HOLTZ. GIBBS., Potentiel de retrait., 1956.
- [28]. HOLTZ. DAKSHANMURTHY., Potentiel de gonflement., 1973.
- [29]. Schéma de la double couche d'eau entourant une particule argileuse.
- [30]. Forces agissant sur deux particules d'argile.
- [31]. Phénomène d'ascension capillaire.
- [32]. Phénomène de retrait.
- [33]. SCHUBERT., Différentes phases du retrait., 1982.
- [34]. Courbe de retrait classique.
- [35]. Détermination des limites de retrait.

- a) conventionnelle sur le matériau argileux remanié et
- b) effective sur le même matériau intact

- [36]. ZERHOUNI., Corrélation entre la limite de liquidité de différents sols argileux et la limite de retrait conventionnelle., 1991.
- [37]. Classification des potentiels de retrait du Building Research Establishment., 1980.
- [38]. FLEUREAU. AL., Courbe de rétention d'une kaolinite préparée sous forme de pâte saturée., 1993.
- [39]. FLEUREAU. AL., Courbe de rétention d'une kaolinite préparée sous forme de pâte saturée., 1993.
- [40]. McQUEEN. MILLER., Différentes phases de la désorption., 1974.
- [41]. McKEEN., Classification d'un sol gonflant., 1992.
- [42]. McKEEN., Classification d'un sol gonflant., 1992.
- [43]. CUISINIER. MASROURI., Courbes de compressibilité aux différentes succions imposées d'un mélange de bentonite/limon., 2005.
- [44]. CUISINIER. MASROURI., Paramètre de Compressibilité en fonction de succion imposée., 2005.
- [45]. KOGHO. AL., $\lambda(s)$ en fonction de la succion., 2001.
- [46]. BJERRUM., Histoire géologique et compressibilité des argiles naturelles., 1967.
- [47]. LO. MORIN., Effets du temps sur les caractéristiques de cisaillement d'une argile naturelle., 1972.
- [48]. TAYLOR. BJERRUM., Diagramme de compressibilité.
- [49]. Courbes de fluage oedométrique (déformations fictives en l'absence de consolidation primaire).
- [50]. Courbe de consolidation et fluage dans le domaine surconsolidé.
- [51]. Courbe de consolidation et fluage d'un sol normalement consolidé
- [52]. Courbe de tassement des éprouvettes dans les essais de fluage à l'oedomètre
- [53]. Consolidation de deux couches de sol d'épaisseurs différentes
- [54]. Méthode de calcul des tassements séparant la consolidation primaire et le compression secondaire
- [55]. Analyse des tassements de consolidation et de fluage: modèle de la courbe de fluage unique.
- [56]. Tassement d'une couche de sol, calculé par différentes méthode.
- [57]. MAGNAN. AL., Principe de l'interprétation des courbes de consolidation oedométrique selon les méthodes d'essais LPC., 1985.
- [58]. KHEMISSA. MAGNAN., Variation de l'indice de fluage avec la contrainte de consolidation pour l'argile molle de Guiche., vallée de l'Adour ,France., 2000.
- [59]. MESRI. GODLEWSKI., Principe de l'indice de fluage C_{ae} en fonction de l'indice de compression C_c pour deux argiles molles naturelles., 1977.
- AFNOR (1991) Norme Française : NF P 94-050 : Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination de la teneur en eau pondérale des sols – Méthode par étuvage.

-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 (1991) Norme Française : NF P 94-053 : Sols : Reconnaissance et Essais – Détermination de la masse volumique des sols fins en laboratoire – Méthode du moule.

-AFNOR (1996) Norme Française : NF P 94-056 : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique, méthode de tamisage après lavage. -AFNOR (1992) Norme Française : NF P 94-057 : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique des sols par sédimentométrie

-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 tache.

-AFNOR (1989) Norme Française : NF P 18-418 béton : auscultation sonique— mesure du temps de propagation d’ondes soniques dans le béton.

-AFNOR (1944) Norme Française : NF P 94-071-1 Sols : Reconnaissance et Essais –de cisaillement direct.

ANNEXE

ANNEXE

Tamis (mm)	Refus partiel	Refus cumulé		Tamisas (%)
		gr	(%)	
5	9,79	9,79	0,98	99,02
2	21,96	31,75	3,18	96,83
1	25,63	57,38	5,74	94,26
0,4	53,82	111,20	11,12	88,88
0,2	43,19	154,39	15,44	84,56
0,1	26,77	181,16	18,12	81,88
0,08	4,49	185,65	18,57	81,44

Annexe A-1 : Granulométrie par tamisage de l'essai 01.

Tamis (mm)	Refus partiel	Refus cumulé		Tamisas (%)
		gr	(%)	
5	8,40	8,40	2,80	97,20
2	6,60	15,00	5,00	95,00
1	7,45	22,45	7,48	92,52
0,4	16,18	38,63	12,88	87,12
0,2	11,14	49,77	16,59	83,41
0,1	8,80	58,57	19,52	80,48
0,08	2,26	60,83	20,28	79,72

Annexe A-2 : Granulométrie par tamisage de l'essai 02.

Tamis (mm)	Refus partiel	Refus cumulé		Tamisas (%)
		gr	(%)	
5	8.54	8.54	2.85	97.15
2	6.60	15.14	5.05	94.95
1	7.45	22.59	7.53	92.47
0.4	16.18	38.77	12.92	87.08
0.2	11.14	49.91	16.64	83.36
0.1	8.80	58.71	19.57	80.43
0.08	2.26	60.97	20.32	79.68

Annexe A-3 : Granulométrie par tamisage de l'essai 03.

Tamis (mm)	Refus partiel	Refus cumulé		Tamisas (%)
		gr	(%)	
5	4.21	4.21	1.40	98.60
2	7.04	11.25	3.75	96.25
1	5.66	16.91	5.64	94.36
0.4	13.01	29.92	9.97	90.03
0.2	9.04	38.96	12.99	87.01
0.1	7.17	46.13	15.38	84.62
0.08	1.65	47.78	15.93	84.07

Annexe A-4 : Granulométrie par tamisage de l'essai 04.

Tamis (mm)	Refus partiel	Refus cumulé		Tamis (%)
		gr	(%)	
5	6.79	6.79	2.26	97.74
2	8.17	14.96	4.99	95.01
1	7.69	22.65	7.55	92.45
0.4	15.04	37.69	12.56	87.44
0.1	19.35	57.04	19.01	80.99
0.08	1.78	58.82	19.61	80.39
5	6.79	6.79	2.26	97.74

Annexe A-5 : Granulométrie par tamisage de l'essai 05.

Nombre d'essais	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai		4 ^{ème} essai	
	34		30		18		25	
Numéro de la tare	H	A	5	HP3	HP2	7	F5	E7
Masse de la tare m_t (g)	20.231	20.76	20.796	20.638	21.442	17.23	16.446	15.599
Masse (du sol humide+tare) (m_h+m_t) (g)	29.535	30.733	28.294	32.41	31.56	24.54	26.357	21.749
Masse (du sol sec+tare) (m_d+m_t) (g)	25.426	26.35	25.105	26.896	27.245	21.05	21.95	18.95
Masse d'eau m_w (g) $= (m_h+m_t) - (m_d+m_t)$	4.109	4.383	3.189	5.514	4.315	3.485	4.407	2.799
Masse du sol sec m_d (g) $= (m_d+m_t) - m_t$	5.195	5.59	4.309	6.258	5.803	3.824	5.504	3.351
Teneur en eau w (%) m_w/m_d	79.10	78.41	74.01	88.11	74.36	91.13	80.07	83.53
W_{moy} (%)	78.75		81.06		82.75		81.80	
W_L (%)	81.09							

Annexe A-6: Détermination de la limite de liquidité de l'essai 01.

Nombre d'essais	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
	6	L2	1	H2	E1	9
Masse de la tare m_t (g)	21.037	20.953	21.083	15.616	20.47	20.97
Masse (du sol humide+tare) (m_h+m_t) (g)	22.962	22.881	22.243	16.646	21.867	22.18
Masse (du sol sec+tare) (m_d+m_t) (g)	22.498	22.416	21.98	16.382	21.528	21.92
Masse d'eau m_w (g) $= (m_h+m_t) - (m_d+m_t)$	0.464	0.465	0.263	0.264	0.339	0.262
Masse du sol sec m_d (g) $= (m_d+m_t) - m_t$	1.461	1.463	0.897	0.766	1.058	0.953
Teneur en eau w (%) m_w/m_d	31.76	31.78	29.32	34.46	32.04	27.49
W_{moy} (%)	31.77		31.89		29.77	
W_p (%)	31.14					

Annexe A-7: Détermination de la limite de plasticité de l'essai 02.

Nombre d'essais	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai		4 ^{ème} essai	
Nombre de coups	33		18		30		24	
Numéro de la tare	H	A	5	HP3	HP2	7	F5	E7
Masse de la tare m_t (g)	20.231	20.76	20.796	20.638	21.442	17.23	16.446	15.599
Masse (du sol humide+tare) (m_h+m_t) (g)	26.864	27.035	28.19	29.55	30.54	26.25	24.16	27.22
Masse (du sol sec+tare) (m_d+m_t) (g)	23.98	24.21	24.77	25.48	26.465	22.13	20.598	21.995
Masse d'eau m_w (g) $=(m_h+m_t) - (m_d+m_t)$	2.884	2.825	3.42	4.07	4.075	4.118	3.562	5.225
Masse du sol sec m_d (g) $=(m_d+m_t) - m_t$	3.749	3.45	3.974	4.842	5.023	4.906	4.152	6.396
Teneur en eau $w(\%)$ m_w/m_d	76.93	81.88	86.06	84.06	81.13	83.94	85.79	81.69
$W_{mov}(\%)$	79.41		85.06		82.53		83.74	
$W_L(\%)$	82.68							

Annexe A-8: Détermination de la limite de liquidité de l'essai 03.

Nombre d'essais	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
Numéro de la tare	6	L2	1	H2	E1	9
Masse de la tare m_t (g)	21.037	20.935	21.083	15.616	20.47	20.97
Masse (du sol humide+tare) (m_h+m_t) (g)	25.18	24.46	24.55	20.54	24.56	23.56
Masse (du sol sec+tare) (m_d+m_t) (g)	24.198	23.65	23.66	19.39	23.67	22.87
Masse d'eau m_w (g) $=(m_h+m_t) - (m_d+m_t)$	0.982	0.81	0.89	1.15	0.89	0.69
Masse du sol sec m_d (g) $=(m_d+m_t) - m_t$	3.161	2.715	2.577	3.774	3.2	1.903
Teneur en eau $w(\%)$ m_w/m_d	31.07	29.83	34.54	30.47	27.81	36.26
$W_{mov}(\%)$	30.45		32.50		32.04	
$W_p(\%)$	31.66					

Annexe A-9: Détermination de la limite de plasticité de l'essai 04.

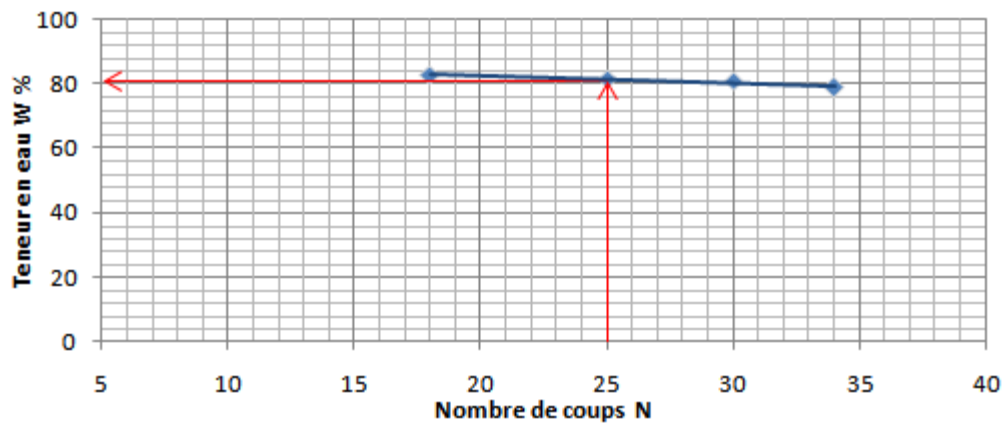
Nombre d'essais	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai		4 ^{ème} essai	
Nombre de coups	16		28		31		24	
Numéro de la tare	H	A	5	HP3	HP2	7	F5	E7
Masse de la tare m_t (g)	20.231	20.76	20.796	20.638	21.442	17.23	16.446	15.599
Masse (du sol humide+tare) (m_h+m_t) (g)	26.45	28.25	29.15	30.12	31.56	24.87	24.65	25.23
Masse (du sol sec+tare) (m_d+m_t) (g)	23.54	24.82	25.41	25.87	27.087	21.44	20.813	20.94
Masse d'eau m_w (g) $=(m_h+m_t) - (m_d+m_t)$	2.91	3.43	3.74	4.25	4.473	3.434	3.837	4.29
Masse du sol sec m_d	3.309	4.06	4.614	5.232	5.645	4.21	4.367	5.341

$(g) = (m_d+m_t) - m_t$								
Teneur en eau w(%) m_w/m_d	87.94	84.48	81.06	81.23	79.24	81.57	87.86	80.32
$W_{mov} (%)$	86.21		81.14		80.40		84.09	
$W_L (%)$	82.96							

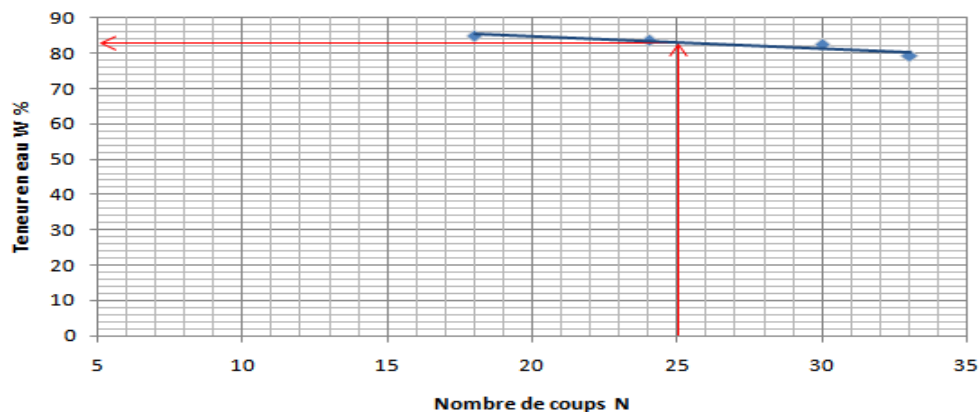
Annexe A-10: Détermination de la limite de liquidité de l'essai 05.

Nombre d'essais	1 ^{er} essai		2 ^{ème} essai		3 ^{ème} essai	
Numéro de la tare	6	L2	1	H2	E1	9
Masse de la tare m_t (g)	21.037	20.935	21.083	15.616	20.47	20.97
Masse (du sol humide+tare) (m_h+m_t) (g)	26.12	24.68	25.165	19.46	23.49	24.28
Masse (du sol sec+tare) (m_d+m_t) (g)	24.91	23.81	24.23	18.52	22.77	23.5
Masse d'eau m_w (g) $= (m_h+m_t) - (m_d+m_t)$	1.21	0.87	0.935	0.94	0.72	0.78
Masse du sol sec m_d (g) $= (m_d+m_t) - m_t$	3.873	2.875	3.147	2.904	2.3	2.533
Teneur en eau w(%) m_w/m_d	31.24	30.26	29.71	32.37	31.30	30.79
$W_{moy} (%)$	30.75		31.04		31.05	
$Wp (%)$	30.95					

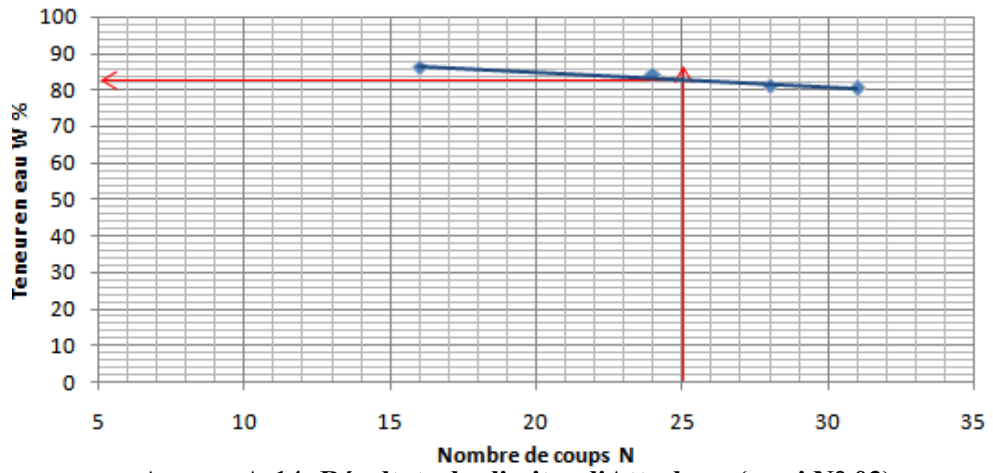
Annexe A-11: Détermination de la limite de plasticité de l'essai 06.



Annexe A-12: Résultats des limites d'Atterberg (essai N° 01).

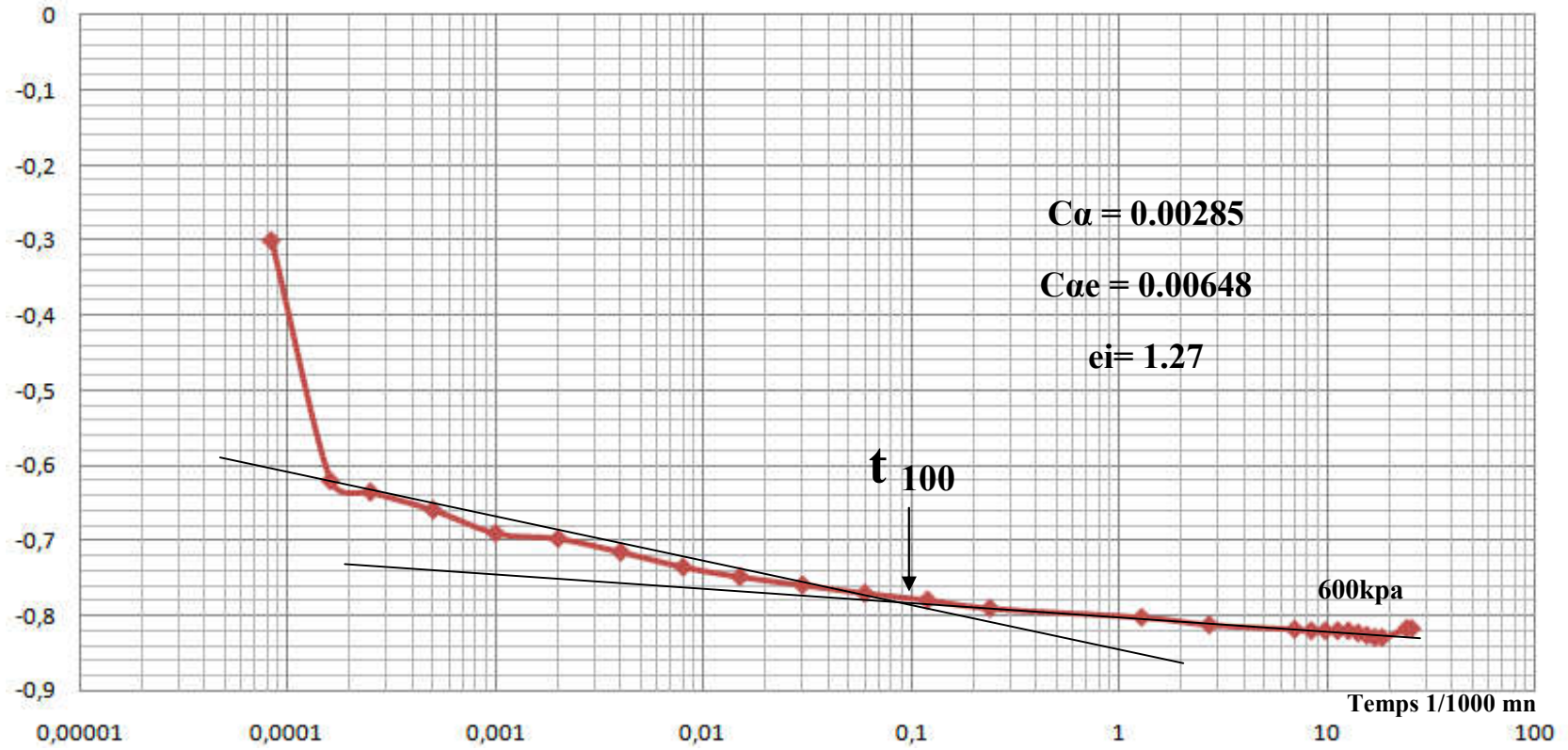


Annexe A-13: Résultats des limites d'Atterberg (essai N° 02).



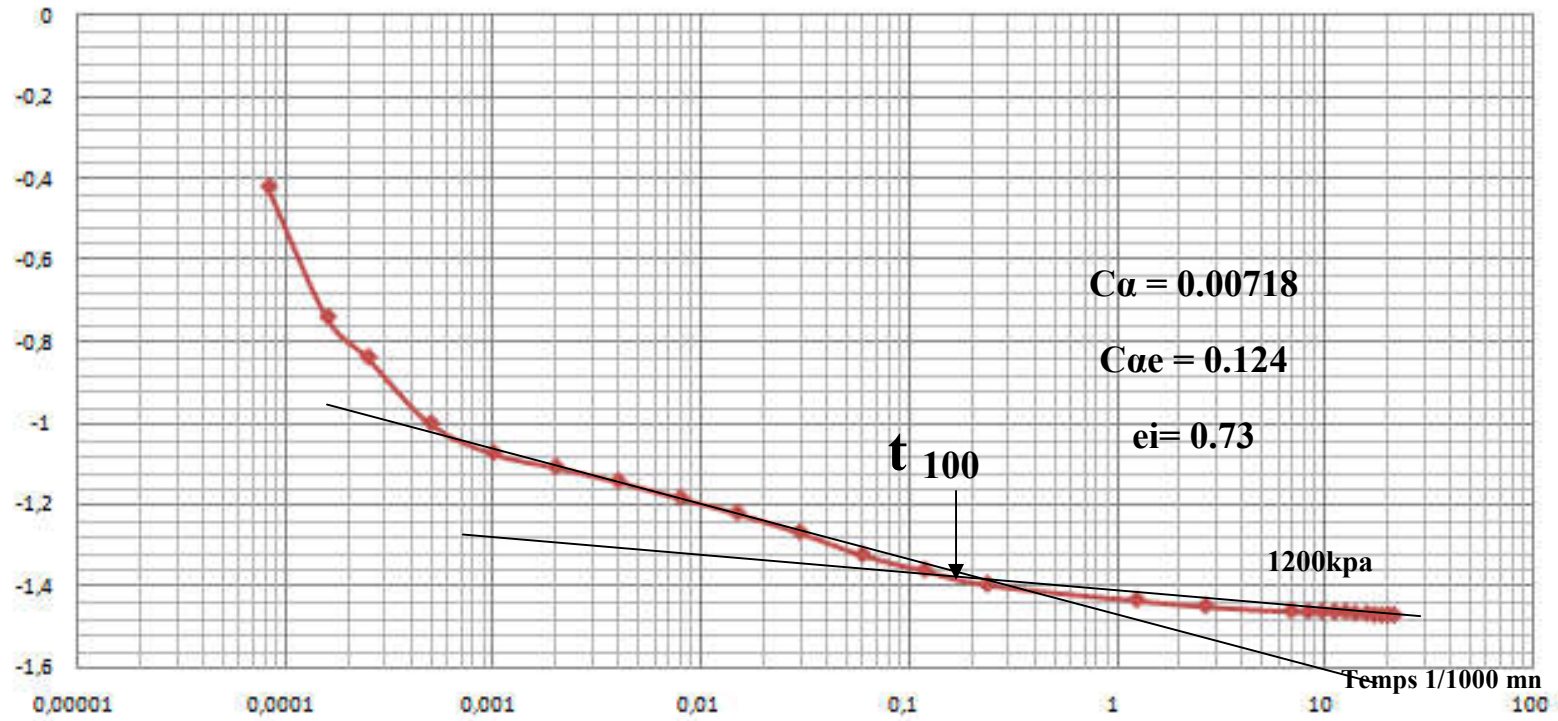
Annexe A-14: Résultats des limites d'Atterberg (essai N° 03).

Profondeur 2.3-2.6 m



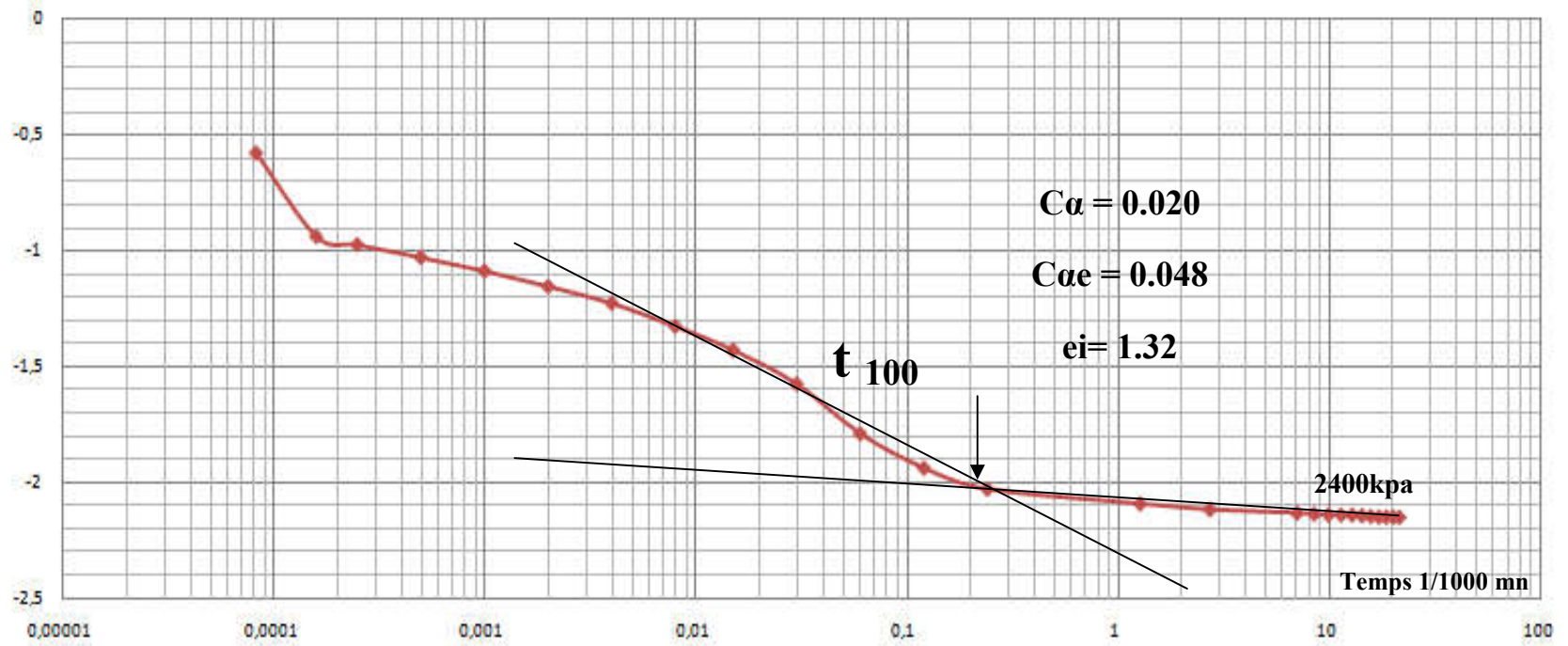
Annexe A-15: Courbe de fluage (essai^o1).

Profondeur 2.3-2.6 m



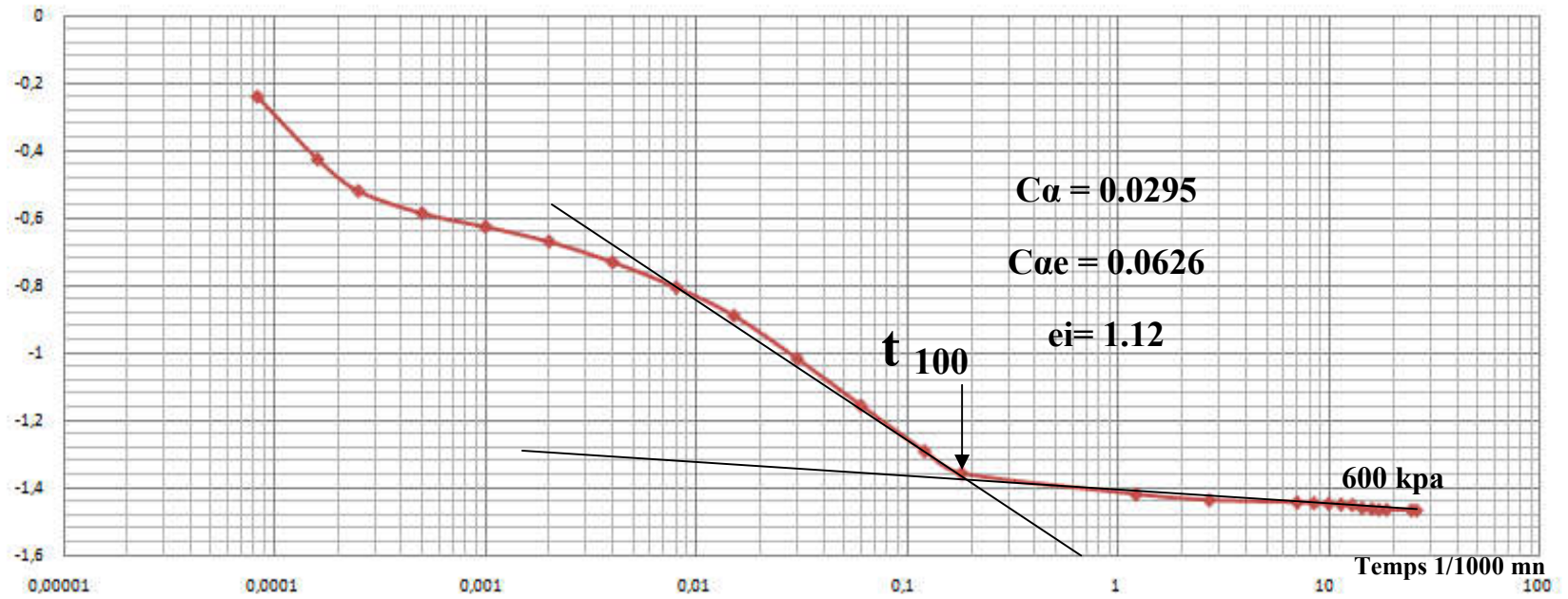
Annexe A-16: Courbe de fluage (essai^o2).

Profondeur 2.3-2.6 m



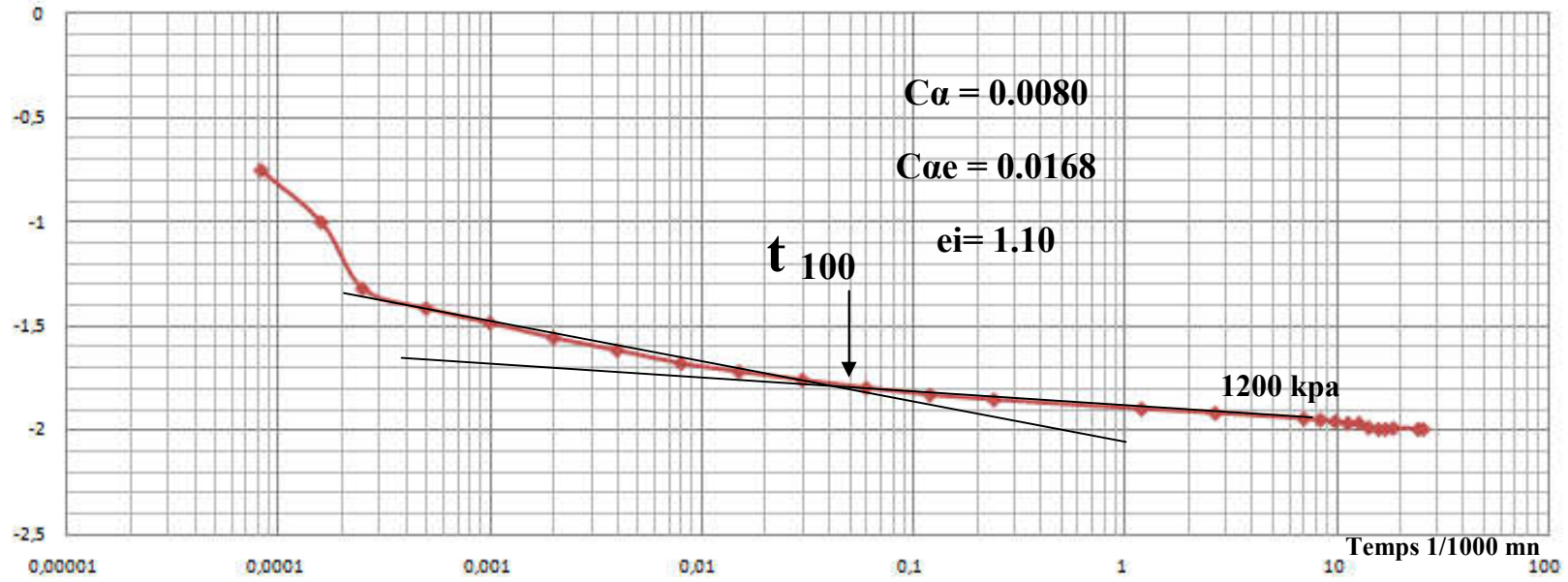
Annexe A-17: Courbe de fluage (essai^o3).

Profondeur 3.0-3.5 m



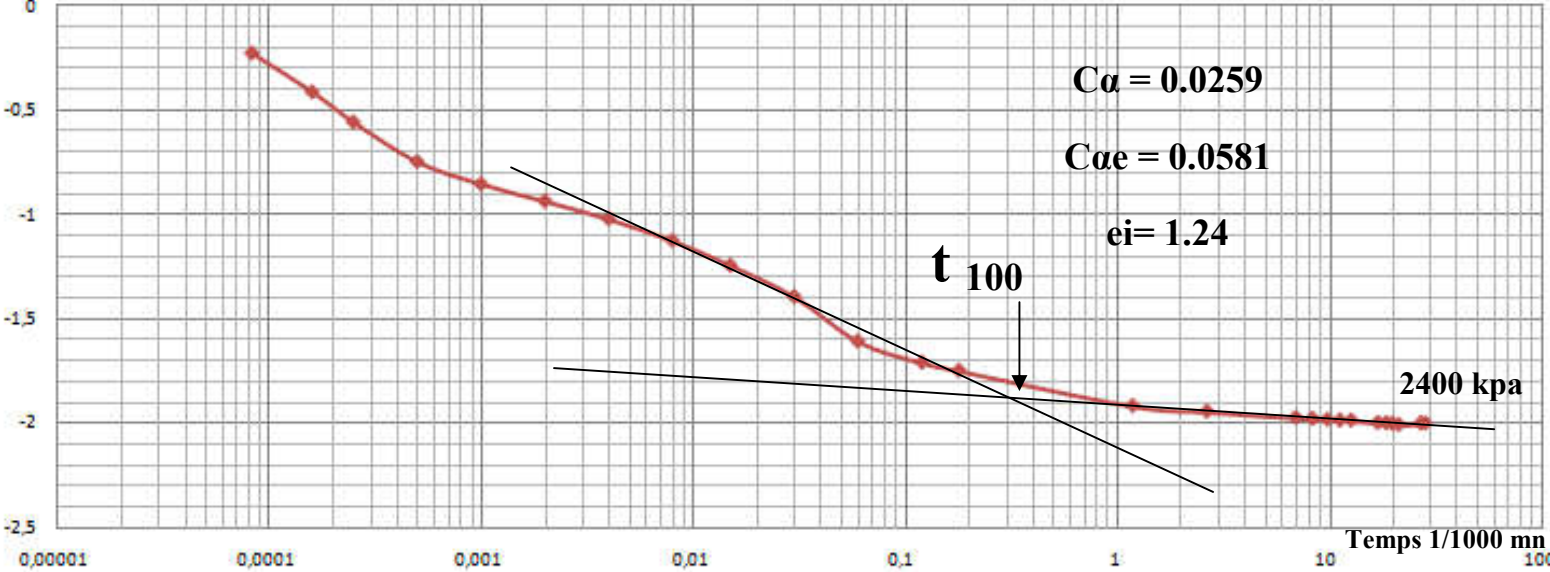
Annexe A-18: Courbe de fluage (essai n°1).

Profondeur 3.0-3.5 m



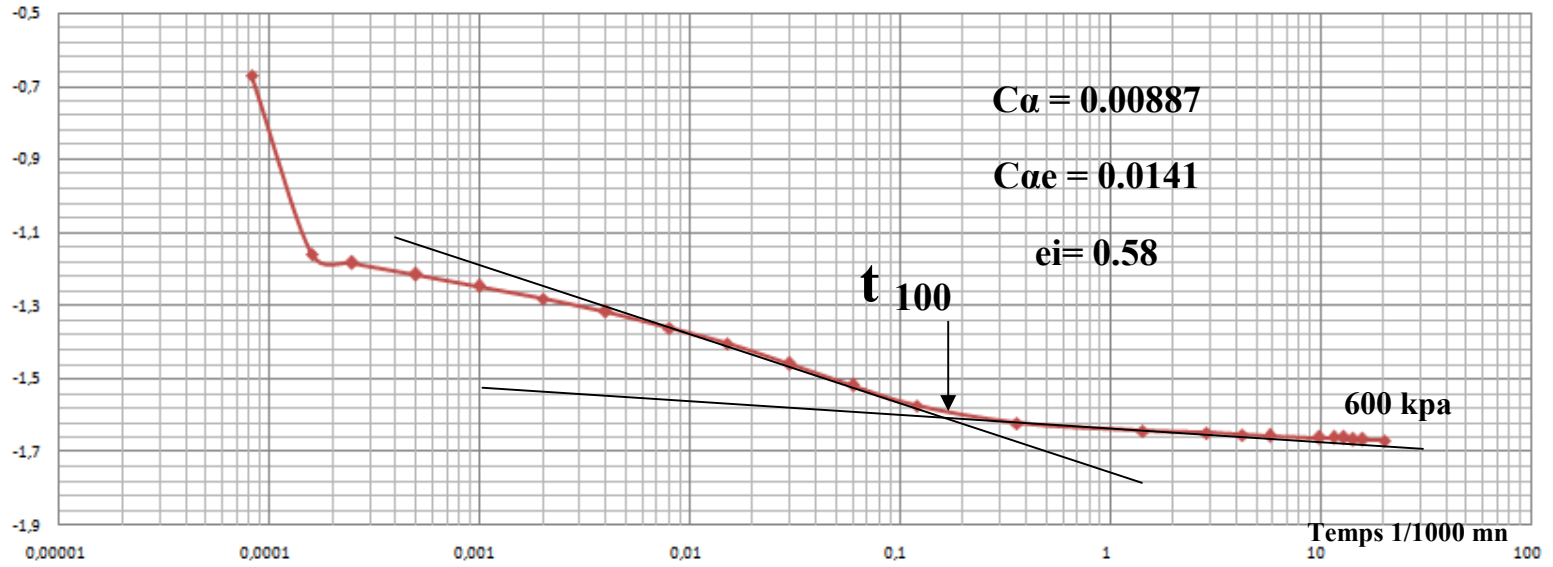
Annexe A-19: Courbe de fluage (essai n°2).

Profondeur 3.0-3.5 m



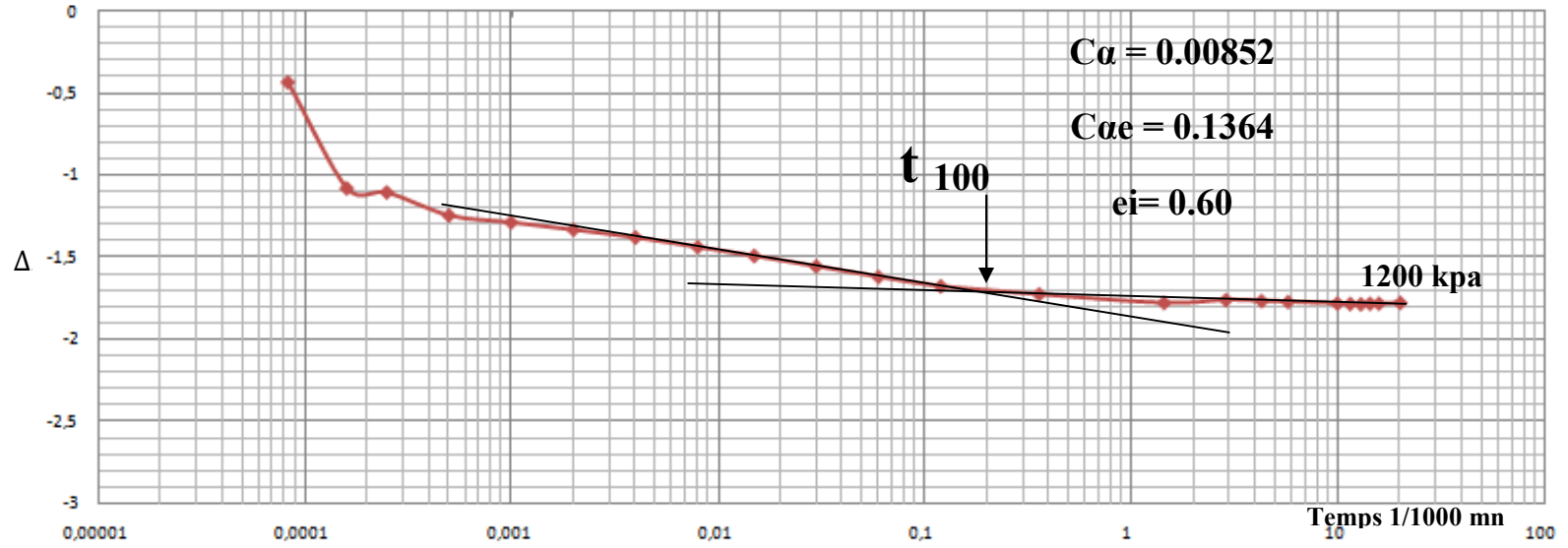
Annexe A-20: Courbe de fluage (essai n°3).

Profondeur 4.5-4.8 m



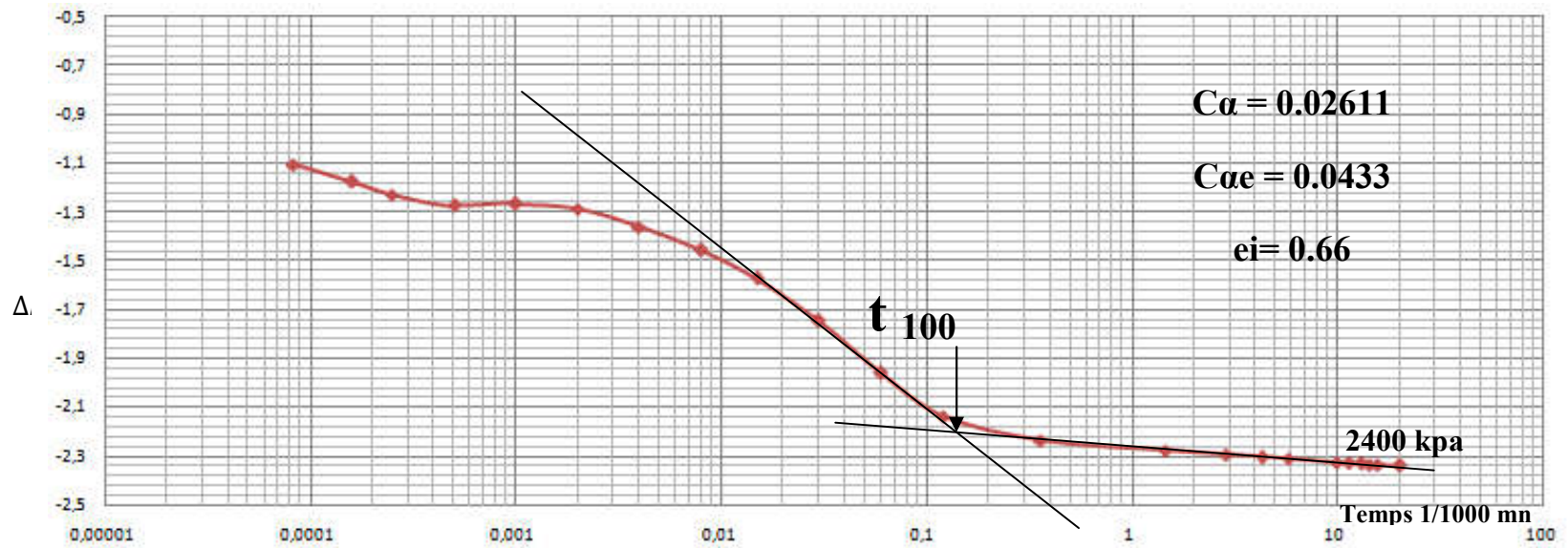
Annexe A-21: Courbe de fluage (essai n°1).

Profondeur 4.5-4.8 m



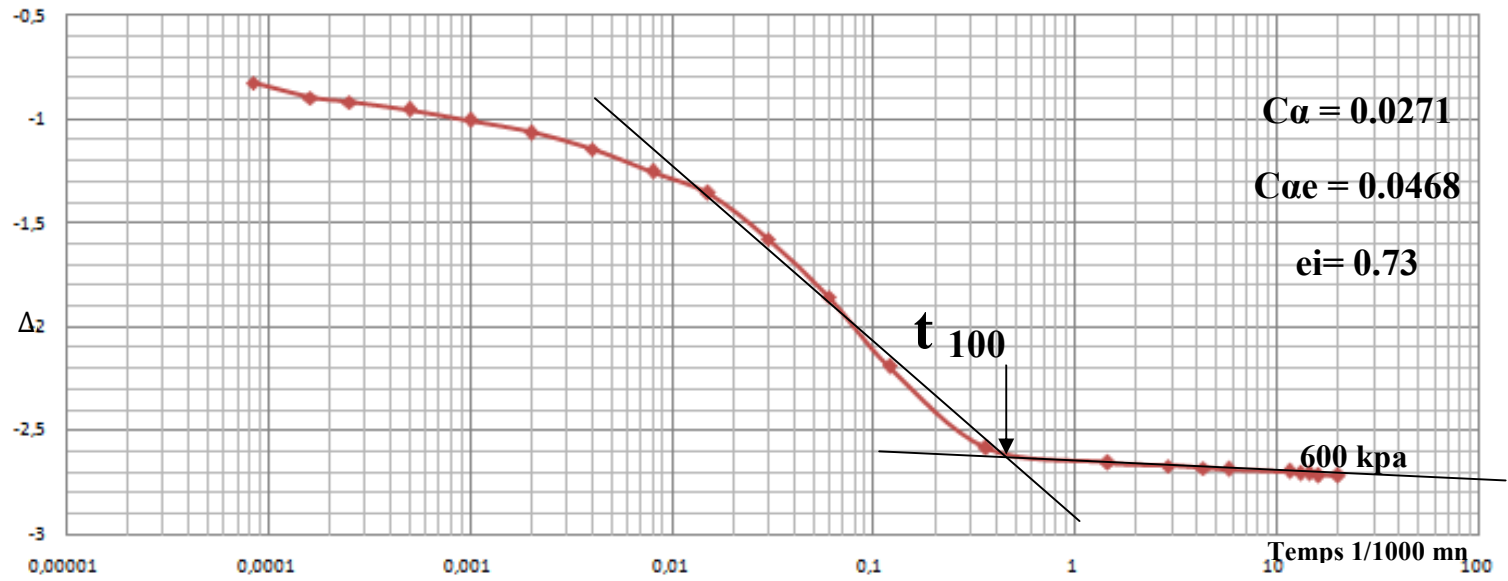
Annexe A-22: Courbe de fluage (essai n°2).

Profondeur 4.5-4.8 m



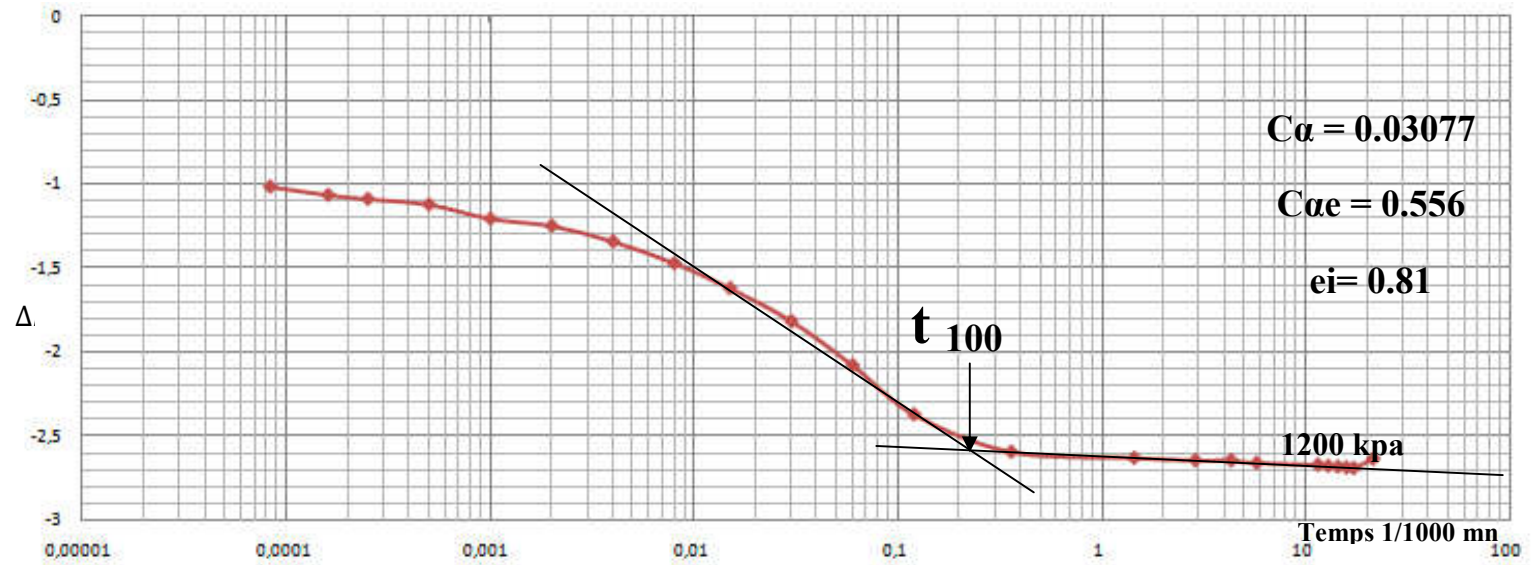
Annexe A-23: Courbe de fluage (essai n°3).

Profondeur 7.0-7.3 m



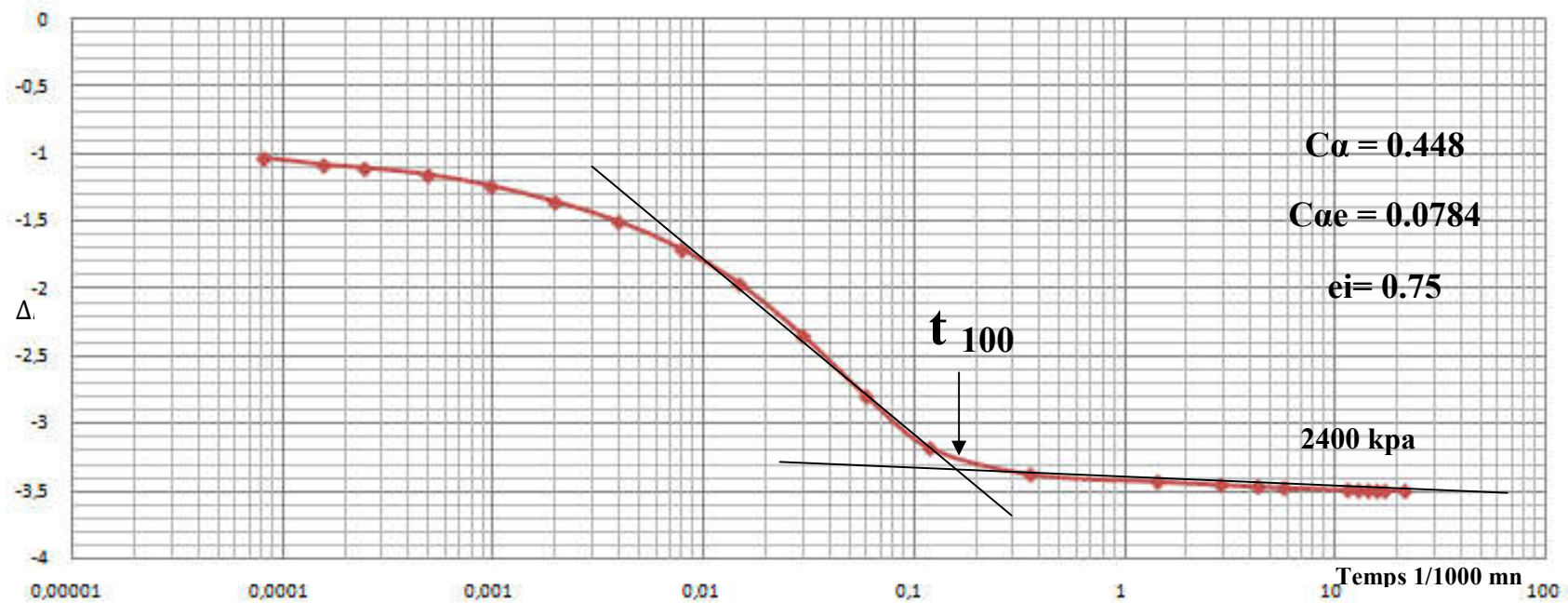
Annexe A-24: Courbe de fluage (essai n°1).

Profondeur 7.0-7.3 m



Annexe A-25: Courbe de fluage (essai n°2).

Profondeur 7.0-7.3 m



Annexe A-26: Courbe de fluage (essai n°3).