



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

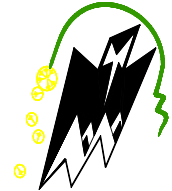
*Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique*



*Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*

*Faculté du génie de la construction*

*Département de génie civil*



**MEMOIRE DE MASTER 2**

**Option : Géotechnique et environnement**

**Présenté par :**

**M<sup>me</sup> GUENDOUD Malika**

**Epouse : DEKHLI**

**Sujet :**

**PREVISION ET IDENTIFICATION DU GONFLEMENT DE SOL**

**APPLICATION A UN SITE DE DRAA EL MIZAN (TIZI-OUZOU)**

*Devant le jury d'examen composé de :*

<b>M<sup>r</sup> DJEMAI Mohammed</b>	<b>Professeur, UUMTO</b>	<b>Président</b>
<b>M<sup>me</sup> AIT BACHIR Samia</b>	<b>Maître Assistante « A », UMMTO</b>	<b>Examinatrice</b>
<b>M<sup>me</sup> MOBAREK Houria</b>	<b>Maître Assistante « A », UMMTO</b>	<b>Promotrice</b>

**Année 2015/2016**



# *Remerciements*

---

## **REMERCIEMENTS**

Je tiens à exprimer ma profonde gratitude et sincères remerciements à ma promotrice M<sup>me</sup> MOBAREK .Houria qui m'a offert cette précieuse chance de travailler avec elle et de bénéficier de ses inestimables connaissances dans le domaine de la recherche et de l'expérimentale. Je la remercie aussi pour sa confiance, sa patience, ces encouragements et pour tous les moyens qu'elle a mis à ma disposition tout le long de ce travail.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude au Professeur MELBOUCI Bachir pour m'avoir fait part de ses pertinents conseils et remarques qui ont guidé ma recherche et je le remercie encore pour avoir eu l'amabilité d'accepter de faire partie du jury qui examinera mon modeste travail.

Mes sincères remerciements vont vers les membres du jury de ma soutenance : - Monsieur DJEMAI Mohamed , Professeur à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, de m'avoir fait l'honneur de présider mon jury de Mémoire de Master 2 – M<sup>me</sup> AIT BACHIR **Samia** maître assistante à l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, qui a accepté d'examiner ce modeste travail.

Je tiens à remercier tous les membres du Laboratoire National de l'Habitat et de la construction (LNHC) pour leurs aides et encouragements ainsi que pour leurs remarquables qualités humaines et sociales que j'ai appréciées pendant cette période de recherche.

Je remercie également la responsable de la bibliothèque M<sup>me</sup> BOUBAKEUR Hafida pour son aide et sa patience ainsi que M<sup>me</sup> LAATARI Malika.

Je tiens à remercier particulièrement mes amis pour leurs encouragements et leurs soutiens. Je remercie la directrice du laboratoire LNHC M<sup>me</sup> MEZRED Lila pour tous les échantillons qu'elle a mis à ma disposition ainsi que leurs ingénieurs et techniciens pour leurs aide précieux.

Pour finir, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes qui ont contribué à la réalisation de ce mémoire dans de bonnes conditions, en l'occurrence, ma chère maman et cher époux qui ont mis à ma disposition tous les moyens matériels et financiers nécessaires. Je remercie particulièrement et profondément mon mari pour sa patience, ces encouragements et son soutien au cours de ce mémoire

Mon sincère dévouement à ma belle famille pour ses multiples encouragements .



# Dédicaces

*Je dédie ce travail.*

- *A la mémoire de mon père et mes grands parents .*
- *A ma chère mère , Qui m'a toujours conseillée et orientée.*
- *A mon cher époux et mes chères filles (Farah et marya).*
- *A ma belle famille.*
- *A mes frères et sœur .*
- *à tous ceux qui me sont chers.*



# SOMMAIRE

---

Liste des symboles.....	I
Liste des tableaux .....	II
Liste des figures .....	III

INTRODUCTION GENERALE.....	(1)
----------------------------	-----

## CHAPITRE I : GENERALITES SUR LE SOL

<b>I.1.INTRODUCTION</b> .....	(6)
<b>I.2. LES SOLS</b> .....	(6)
<b>I.2.1.Origine</b> .....	(6)
<b>I.2.2.Composition d'un sol</b> .....	(6)
<b>a).la partie solide(S)</b> .....	(6)
<b>b).la phase liquide (w)</b> .....	(6)
<b>c).la phase gazeuse (a)</b> .....	(6)
<b>I.3. PROPRIETES DES SOLS</b> .....	(8)
<b>I.3.1.Propriétés à caractère chimique</b> .....	(8)
<b>I.3.2.Propriétés à caractère physique</b> .....	(8)
- <b>Ameublissement</b> .....	(8)
- <b>Adhérence</b> .....	(8)
- <b>Masse volumique des grains solides</b> .....	(8)
- <b>Teneur en eau</b> .....	(8)
- <b>Porosité</b> .....	(8)
- <b>Pouvoir absorbant</b> .....	(9)
- <b>Perméabilité</b> .....	(9)
- <b>Résistance sèche</b> .....	(9)
<b>I.3.3. Propriétés fondamentales</b> .....	(9)
<b>I.3.3.1. Texture des sols</b> .....	(9)
<b>I.3.3.2. Plasticité</b> .....	(10)
<b>I.3.3.3. Cohésion</b> .....	(10)

## SOMMAIRE

---

<b>I.4.LES ARGILES</b> .....	<b>(10)</b>
<b>I.4.1.Présentation et définition des argiles</b> .....	<b>(11)</b>
<b>I.4.2. Microstructure des argiles</b> .....	<b>(11)</b>
<b>I.4. 2.1. Structure des argiles</b> .....	<b>(12)</b>
<b>I.4. 2.2. Texture des argiles</b> .....	<b>(18)</b>
<b>I.4.3.classification des argiles</b> .....	<b>(19)</b>
<b>I.4.4.organisation des argiles</b> .....	<b>(21)</b>
<b>I.4.5. l'interaction eau argile</b> .....	<b>(22)</b>
<b>I.4.6. propriété macroscopiques</b> .....	<b>(23)</b>
<b>I.4.6.1 Argiles tendres et argiles raides</b> .....	<b>(23)</b>
<b>I.4.6.2. l'argile en tant que milieu poreux</b> .....	<b>(24)</b>
<b>I.4.7. parametres physico-chimiques des argiles</b> .....	<b>(24)</b>
<b>I.4.7.1. Nature minéralogique</b> .....	<b>(25)</b>
<b>I.4.7.2.Géométrie</b> .....	<b>(25)</b>
<b>I.4.7.3.Hydratation</b> .....	<b>(25)</b>
<b>I.4.7.4 Limites et indices d'état</b> .....	<b>(26)</b>
- <b>La limite de plasticité (wP )</b> .....	<b>(26)</b>
- <b>La limite de liquidité (wL)</b> .....	<b>(26)</b>
- <b>limite de retrait (wS)</b> .....	<b>(26)</b>
- <b>L'indice de plasticité (IP)</b> .....	<b>(26)</b>
<b>I.4.8. Paramètres mécaniques des argiles</b> .....	<b>(29)</b>
<b>I.4.8.1. Résistance au cisaillement</b> .....	<b>(30)</b>
<b>I.4.8.2.Phénomènes liés à des variations de volume</b> .....	<b>(30)</b>
<b>I.4.8.3.Perméabilité</b> .....	<b>(30)</b>
<b>I.4.9. l'eau et les minéraux argileux</b> .....	<b>(30)</b>
<b>I.4.9.1. La forme de l'eau</b> .....	<b>(30)</b>
<b>I.4.9.1.1. Eau liée</b> .....	<b>(31)</b>
<b>I.4.9.1.2. Eau libre</b> .....	<b>(31)</b>
<b>I.4.10. Gonflement, retrait et dessiccation</b> .....	<b>(32)</b>
<b>CONCLUSION</b> .....	<b>(34)</b>

## **SOMMAIRE**

---

### **CHAPITRE II : PHENOMMENE DE GONFLEMENT DES ARGILES**

<b>II.1. NTRODUCTION .....</b>	<b>(36)</b>
<b>II.1a. PATHOLOGIES CAUSEES PAR LES SOLS GONFLANTS .....</b>	<b>(36)</b>
<b>II. 2.CINETIQUE DE GONFLEMENT .....</b>	<b>(39)</b>
<b>II.2.1. Gonflement inter particulaire .....</b>	<b>(40)</b>
<b>II.2.2. Gonflement intra particulaire .....</b>	<b>(41)</b>
<b>II.3.MECANISME DE GONFLEMENT .....</b>	<b>(41)</b>
<b>II. 4. PRINCIPALES CAUSES DU GONFLEMEN.....</b>	<b>(4 2 )</b>
<b>II.4.1 hydratation par adsorption.....</b>	<b>(42)</b>
<b>II.4.1.1.Forces d'attractions .....</b>	<b>(43)</b>
<b>II.4.1.2.Forces de répulsion .....</b>	<b>(43)</b>
<b>II.4 .2 hydratation par osmose .....</b>	<b>(44)</b>
<b>II.4.3 hydratation par capillarite .....</b>	<b>(45)</b>
<b>II.4. 4. transformations chimiques .....</b>	<b>(46)</b>
<b>II.5. LES PARAMETRES MOTEUR DU GONFLEMENT .....</b>	<b>(47)</b>
<b>II.5.1. La minéralogie .....</b>	<b>(47)</b>
<b>II.5.2. La structure argileuse .....</b>	<b>(47)</b>
<b>II.5.3. Les paramètres d'état .....</b>	<b>(48)</b>
<b>II.6.LES PARAMETRES INFLUANT SUR LE GONFLEMENT .....</b>	<b>(48)</b>
<b>II.6.1. L'état initial du sol .....</b>	<b>(48)</b>
<b>II.6.1.1. La teneur en eau initiale .....</b>	<b>(48)</b>
<b>II.6.1.2. la densité sèche .....</b>	<b>(49)</b>
<b>II.6.2. La minéralogie .....</b>	<b>(49)</b>
<b>II.6.3. La température .....</b>	<b>(49)</b>
<b>II.7.METHODES D'ESTIMATION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT.....</b>	<b>(50)</b>
<b>II.7.1. Méthodes empiriques .....</b>	<b>(50)</b>
<b>II.7.1.1. Méthode de Seed et Al. (1962) Seed et al. (1962).....</b>	<b>(50)</b>
<b>II.7.1.2. Méthode de Chen (1988) .....</b>	<b>(51)</b>
<b>II.7.1.3. Méthode de Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) .....</b>	<b>(52)</b>
<b>II.7.1.4. Méthode de Williams et Donaldson (1980) .....</b>	<b>(52)</b>
<b>II.7.1.5. Méthode de Dakshanamurthy et Raman (1973).....</b>	<b>(53)</b>
<b>II.7.1.6 Méthode d'Altmeyer (1955) .....</b>	<b>(54)</b>
<b>II.7.1.7. Méthode de Ranganatham et Satyanarayana (1965) .....</b>	<b>(54)</b>

## **SOMMAIRE**

---

<b>II.8.CARACTERISATION QANTITATIVE DU GONFLEMENT .....</b>	<b>(58)</b>
<b>II.8.1. Les paramètres de gonflement.....</b>	<b>(58)</b>
<b>II.8.2 Essai oedométrique .....</b>	<b>(58)</b>
<b>II .8.2.1.Essai de compressibilité.....</b>	<b>(58)</b>
<b>II.8.2.2.Essai de Gonflement (ASTM D4546-95) .....</b>	<b>(61)</b>
 <b>CONCLUSION .....</b>	<b>(62)</b>

### **CHAPITRE III : CARACTERISATION DU SOL ETUDIE**

<b>III. 1.INTRODUCTION .....</b>	<b>(65)</b>
<b>III .2.SITUATION ET DESCRIPTION DU SITE ETUDIE .....</b>	<b>(66)</b>
<b>III.2.1.Origine de matériau utilisé .....</b>	<b>(66)</b>
<b>III .3 .PROGRAMME DE RECONAISSANCE .....</b>	<b>(67)</b>
<b>III.4.RECONNAISSANCE SUR SITE .....</b>	<b>(68)</b>
<b>III.4.1.sondage carotte .....</b>	<b>(68)</b>
<b>III.4.1.1. Définition du sondage carotté .....</b>	<b>(68)</b>
<b>III.4.1.2. Profondeurs des sondages .....</b>	<b>(68)</b>
<b>III.4.1.3. Nombre de sondages .....</b>	<b>(69)</b>
<b>III.4.2. Essais de laboratoire .....</b>	<b>(71)</b>
<b>III.4.2.a).Préparation des échantillons.....</b>	<b>(71)</b>
<b>III.4.2.1.Essais physiques .....</b>	<b>(72)</b>
<b>A).Analyse granulométrique .....</b>	<b>(73)</b>
<b>1).Analyse granulométrie par sédimentation .....</b>	<b>(73)</b>
<b>2).Analyse granulométrique .....</b>	<b>(74)</b>
<b>B)Teneur en eau et densité apparente .....</b>	<b>(77)</b>
<b>C) Limites d'Atterberg .....</b>	<b>(79)</b>
<b>III.4.2.2.essais mécaniques .....</b>	<b>(84)</b>
<b>III .4.2.2.1.La résistance au cisaillement à la boîte.....</b>	<b>(84)</b>
<b>III .4.2.2.2.Essai oedometrique /Essai de gonflement a l'oedometre .....</b>	<b>(90)</b>
<b>III.4.3 .Essais in situ .....</b>	<b>(94)</b>
<b>III.4.3.1.Essais de pénétration dynamique (DTR B.C 2.32) .....</b>	<b>(94)</b>
<b>III.4.3.2. essais pressiometriques .....</b>	<b>(95)</b>

## **SOMMAIRE**

---

<i>III.4.3.3. Piézométrie du site</i> .....	(97)
<b>CONCLUSION</b> .....	(97)

### **CHAPITRE IV. INTERPRETATION ET EXPLOITATION DES RESULTATS**

<b>IV.1. INTRODUCTION</b> .....	(98)
<b>IV.2. CLASSIFICATION SELON LES ESSAIS DE LABORATOIRE</b> .....	(99)
<i>IV.2.1. Essais physiques</i> .....	(99)
<i>IV.2.1.1. Interprétation des résultats</i> .....	(99)
<i>IV.2.2. Essais mécaniques</i> .....	(103)
<b>IV.3. CLASSIFICATION SELON LES METHODES EMPIRIQUES</b> .....	(105)
<i>IV.3.1. Classification selon (Seed et al.2, 1962)</i> .....	(105)
<i>IV.3.2. Classification selon schen (1988)</i> .....	(106)
<i>IV.3.3. Classification selon Dakshnamurthy et Raman, (1973)</i> .....	(106)
<i>IV.3.4. Classification selon de Williams et Donaldson (1980)</i> .....	(107)
<i>IV.3.5. Classification des sols gonflants de Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) et David Komornik (1969)</i> .....	(107)
<b>IV.4. ESSAIS DE PENETRATION DYNAMIQUE</b> .....	(108)
<b>IV.5. ESSAIS PRESSIOMETRIQUES</b> .....	(108)
<b>IV.6. CAPACITE PORTANTE DES FONDATIONS</b> .....	(108)
<b>IV.7. TASSEMENT</b> .....	(110)
<i>IV.7.1. définition du tassement</i> .....	(110)
<i>IV.7.2. Calcul du tassement</i> .....	(111)
<b>IV.8. CLASSIFICATION DES SOLS VIS-A-VIS DE LA COMPRESSIBILITE</b> .....	(113)
<b>IV.9. ANALYSES CHIMIQUES</b> .....	(114)
<b>IV.10. PRECAUTION A PRENDRE</b> .....	(114)
<b>IV.11. LES DISPOSITIONS A RETENIR</b> .....	(117)
<b>CONCLUSION ET RECOMMANDATION</b> .....	(118)
<b>CONCLUSION GENERALE</b> .....	(120)
<b>ANNEXES</b> .....	(121)
<i>Références bibliographiques</i> .....	(183)

## LISTE DES SYMBOLES

---

Ac : Activité argileuse

Acor : Activité corrigée

F<sub>2</sub> : Fraction argileuse (% < 2 μm)

Ic : Indice de consistance

Pg : pression de gonflement

Z : Profondeur

W : Teneur en eau

e : Indice des vides

e<sub>0</sub> : Indice des vides initial

e<sub>f</sub> : Indice des vides final

m<sub>e</sub> : Masse de l'eau

m<sub>s</sub> : Masse des grains solides

v<sub>s</sub> : volume des particules solides

V<sub>t</sub> : volume total

w<sub>l</sub> : Limite de liquidité

w<sub>p</sub> : Limite de plasticité

w<sub>r</sub> : Limite de retrait

I<sub>p</sub> : Indice de plasticité

τ : Contrainte tangentielle

ΔV/V : Variation de volume

σ : Contrainte normale

C : Cohésion

φ : Angle de frottement interne

H<sub>0</sub> : Hauteur initiale de l'échantillon

H : Hauteur de l'échantillon au moment considéré

h<sub>p</sub> : Hauteur équivalente du solide ou hauteur des grains solides

C<sub>c</sub> : Indice de compression

C<sub>g</sub> : Indice de gonflement

C<sub>r</sub> : Indice de recompression

σ<sub>p</sub>' : Pression de préconsolidation

γ<sub>h</sub> : poids volumique humide

γ<sub>d</sub> : poids volumique sec

S<sub>r</sub> : Degré de saturation

# Liste des Tableaux

---

<i>Tableau I.1 :Caractéristiques des argiles ((Bultel 2001).....</i>	<i>(16)</i>
<i>Tableau I.2 : valeurs des limites d’Atterbeg de différents minéraux argileux .....</i>	<i>(17)</i>
<i>Tableau I.3 : Classification indice de plasticité.....</i>	<i>(26)</i>
<i>Tableau I.4:Indice de consistance.....</i>	<i>(27)</i>
<i>Tableau I.5: Nature d’argile selon le coefficient d’activité Ac.....</i>	<i>(28)</i>
<i>Tableau I.6 : Activité de certains minéraux .....</i>	<i>(28)</i>
<i>Tableau I.7 :Classification de degré de saturation selon TERZAGHI.....</i>	<i>(29)</i>
<i>Tableau II.1 : Classification de la densité sèche selon TERZAGHI .....</i>	<i>(49)</i>
<i>Tableau II.2 : Relation entre le gonflement libre et l’indice de plasticité (Seed et al.2, 1962).....</i>	<i>(51)</i>
<i>Tableau II.3 :Potentiel de gonflement d’après Chen (1988).....</i>	<i>(52)</i>
<i>Tableau II.4 : Relation entre potentiel de gonflement et indice de retrait (Ranganatham et Satyanarayana, 1965).....</i>	<i>(54)</i>
<i>Tableau II.5. Résumé de quelques méthodes d’estimation de potentiel de gonflement..</i>	<i>(55)</i>
<i>Tableau II.6 : Classification de gonflement selon TERZAGHI .....</i>	<i>(59)</i>
<i>Tableau II.7 : Classification du gonflement selon SONGLERAT .....</i>	<i>(59)</i>
<i>Tableau III.1: tableau représentatif de la profondeur des forages en fonction du nombre d’étage.....</i>	<i>(69)</i>
<i>Tableau III.2 :Nature des sol des différents sondages .....</i>	<i>(70)</i>
<i>Tableau III.3 Méthode de tamisage à sec après lavage selon NFP94-056/1996.....</i>	<i>(76)</i>
<i>Tableau III.4 :Récapitulatif des résultats des paramètres physiques.....</i>	<i>(79)</i>
<i>Tableau III.5 : Récapitulatif des résultats des limites d’Atterbeg .....</i>	<i>(81)</i>
<i>Tableau III.6 : Récapitulatif des résultats des limites d’ATTERBERG .....</i>	<i>(82)</i>
<i>Tableau III.7 : Récapitulatif des résultats des paramètres physiques.....</i>	<i>(83)</i>
<i>Tableau III.8 :Charge appliqué aux oedomètres.....</i>	<i>(93)</i>
<i>Tableau III.9 : Récapitulatif des résultats des paramètres mécaniques.....</i>	<i>(94)</i>
<i>Tableau III.10:Résultats des paramètres préssiométrique .....</i>	<i>(96)</i>
<i>Tableau III.11: résultats de niveau d’eau par le piézomètre.....</i>	<i>(97)</i>
<i>Tableau IV.1 : Récapitulatif des résultats d’essais de laboratoire .....</i>	<i>(98)</i>
<i>Tableau IV.2 :Récapitulatif des résultats des paramètres physiques.....</i>	<i>(99)</i>
<i>Tableau IV.3 : Classification des sols (Ilot 03 ).....</i>	<i>(100)</i>

# Liste des Tableaux

---

<i>Tableau IV.4 : Classification des sols (Ilot 04 ).....</i>	<i>(101)</i>
<i>Tableau IV.5 : Récapitulatif des résultats des paramètres mécaniques.....</i>	<i>(103)</i>
<i>Tableau IV.6 : Les résultats de l'activité corrigée.....</i>	<i>(105)</i>
<i>Tableau IV.7 :Classification des sites selon RPA .....</i>	<i>(108)</i>
<i>Tableau IV.8 : Calcul de la capacité portante du SC14 (2.5-3.0) et SC16(4.2-4.6).....</i>	<i>(111)</i>
<i>Tableau IV.9 : Calcul des tassements pour le SC14 (2.5-3.0).....</i>	<i>(112)</i>
<i>Tableau IV.10:Calcul des tassements pour le SC15(4.60-5.0) .....</i>	<i>(112)</i>
<i>Tableau IV.11:Calcul des tassements pour le SC16(4.20-4.60) .....</i>	<i>(113)</i>
<i>Tableau IV.12 : Résultats de l'analyse chimique.....</i>	<i>(114)</i>

# Liste des Figures

---

<i>Figure I. : Constitution générale d'un sol.....</i>	<i>(7)</i>
<i>Figure I.1.:Feuillet tétraédrique (T).....</i>	<i>(12)</i>
<i>Figure I.2 : Feuillet octaédrique (O).....</i>	<i>(12)</i>
<i>Figure I.3 : représentation symbolique des deux familles minéraux argileux .....</i>	<i>(13)</i>
<i>Figure I.4 :Structure tridimensionnelle de la kaolinite (chanley 2000).....</i>	<i>(14)</i>
<i>Figure I.5 :Structure tridimensionnelle de l'illite (khelifa 1994) .....</i>	<i>(15)</i>
<i>Figure I.6 :Structure tridimensionnelle de montmorillonite (khelifa 1994) .....</i>	<i>(16)</i>
<i>Figure I.7 :Photographie au Microscope Electronique à Balayage des argiles (Mitchell1976).....</i>	<i>(17)</i>
<i>Figure I.8 : ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides (monte et al2004).....</i>	<i>(18)</i>
<i>Figure I-9: Représentation schématique de quelques groupes de minéraux argileux.....</i>	<i>(20)</i>
<i>Figure I-10: Description des différents niveaux de porosité dans les argiles (d'après Griffithet Jos,1991).....</i>	<i>(22)</i>
<i>Figure I. 11 : Gonflement et hydratation du matériauargileux.....</i>	<i>(31)</i>
<i>FigureI.12 :Courbe schématiques issues d'un essai de gonflement – retrait libre .....</i>	<i>(33)</i>
<i>Figure II.1 : Fissure sur les murs (Zenkhri ,2010).....</i>	<i>(37)</i>
<i>Figure II.2 : Fissures diagonales (Derriche Z et al.2002) .....</i>	<i>(37)</i>
<i>Figure II.3 : Cisaillement au niveau des nœuds (Derriche Zet al.2002).....</i>	<i>(37)</i>
<i>Figure II.4: Risque à Prendre en Compte Lors de la Construction( Freeah 2006).....</i>	<i>(37)</i>
<i>Figure II.5 : Formes et Directions de Fissuration, (Mouroux et al, 1988).....</i>	<i>(38)</i>
<i>Figure II.6: Formes de Dégâts Sur des Bâtiments Reposant Sur des Terrains Gonflants (Freeah 2006).....</i>	<i>(38)</i>
<i>Figure II. 7: Dégradation des routes (Freeah 2006). .....</i>	<i>(38)</i>
<i>Figure II.8: Dégradation de Chaussées (Jennings .1962).....</i>	<i>(39)</i>
<i>Figure II.9: courbe de gonflement en fonction du temps .....</i>	<i>(39)</i>
<i>Figure II.10: Représentation schématique de la couche inter foliaire dans le cas de cation inter foliaires hydratés .....</i>	<i>(40)</i>
<i>Figure II.11 :Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation. (cité par Bouzid1997).....</i>	<i>(42)</i>
<i>Figure II.12 : Forces électrostatique dans la double couche.....</i>	<i>(43)</i>
<i>Figure II.13 : Répartition des ions autour de la particule.....</i>	<i>(43)</i>

# Liste des Figures

---

<i>Figure. II.14: Phénomène osmotique idéal .....</i>	<i>(44)</i>
<i>Figure II.15 : Classification proposée par Seed et al. (1962). .....</i>	<i>(51)</i>
<i>Figure II.16. Classification des sols gonflants de Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) et David Komornik (1969).....</i>	<i>(52)</i>
<i>Figure II.17:Abaque de Williams et Donaldson (1980).....</i>	<i>(53)</i>
<i>Figure II. 18 :Classification proposée par Dakshanamurthy et Raman,1973.....</i>	<i>(53)</i>
<i>Figure II. 19 Classification proposée par McKeen (1992).....</i>	<i>(56)</i>
<i>Figure II.20: Détermination graphique de <math>\sigma P'</math> .....</i>	<i>(58)</i>
<i>Figure II.21:Essai de gonflement libre (Fredlund ,1994).....</i>	<i>(61)</i>
<i>Figure III.1: Le site sur Google Earth .....</i>	<i>(66)</i>
<i>Figure III. 2 : La zone de prélèvement .....</i>	<i>(66)</i>
<i>Figure III. 3 : Carte géologique.....</i>	<i>(67)</i>
<i>Figure III.4 :sondeuse ABYSS 75.....</i>	<i>(68)</i>
<i>Figure III .5 : schéma représentatif de l'espacement entre les sondages pour Différentes structures.....</i>	<i>(69)</i>
<i>Figure III.6: exemple d'une caisse et des photos de la paraffine.....</i>	<i>(70)</i>
<i>Figure III.6a: exemple de caisse de carottage extrait lors d'un sondage SC 16.....</i>	<i>(70)</i>
<i>Figure III.7: : Appareil Appareil de sédimentation .....</i>	<i>(74)</i>
<i>Figure III.8:: L'appareil de Casagrand.....</i>	<i>(79)</i>
<i>Figure III.9:: : La manière de préparation l'échantillon.....</i>	<i>(80)</i>
<i>Figure III.10 : La limite de plasticité.....</i>	<i>(81)</i>
<i>Figure III.11.les étapes à suivre pour WP.....</i>	<i>(81)</i>
<i>Figure III.12: la limite de liquidité pour le SC14 (2.5-3.0).....</i>	<i>(82)</i>
<i>Figure III.13: Représentation des limites d'Atterberg du (sc14)(2.5 -3.0 ) sur l'abaque de CASAGRANDE .....</i>	<i>(83)</i>
<i>Figure III.14: Une machine de cisaillement .....</i>	<i>(85)</i>
<i>Figure III.15 : appareillage de cisaillement direct à la boîte de cisaillement.....</i>	<i>(85)</i>
<i>Figure III.16: Schéma de boîte de cisaillement. ....</i>	<i>(86)</i>
<i>Figure III.17: les étapes de préparation de l'échantillon.....</i>	<i>(87)</i>
<i>Figure III.18 : avant et après cisaillement .....</i>	<i>(89)</i>
<i>Figure III.19 :L'appareil oedomètre.....</i>	<i>(90)</i>
<i>Figure III.20: Cellule ou enceinte de consolidation.....</i>	<i>(91)</i>

# Liste des Figures

---

<i>Figure III.21: Pierres poreuses</i> .....	(91)
<i>Figure I II.22. Position d'appareil oedomètre</i> .....	(91)
<i>Figure III.23. Préparation d'échantillon de l'essai oedométrique</i> .....	(92)
<i>Figure III.24 : Pénétrromètre dynamique</i> .....	(95)
<i>Figure IV.1 Situation des points sur l'abaque de Casagrande</i> .....	(102)
<i>Figure IV .2 : Caractéristiques des argiles (essais physiques)</i> .....	(103)
<i>Figure IV .3: Caractéristiques des argiles (essais mécaniques)</i> .....	(104)
<i>Figure IV.4 : Classification selon(Seed et al.2, 1962)</i> .....	(106)
<i>Figure IV. 5 : Classification proposée par Dakshanamurthy etRaman,(1973)</i> .....	(106)
<i>Figure IV. 6 : Classification proposée par Williams et Donaldson (1980)</i> .....	(107)
<i>Figure IV. 7 :Classification des argiles selon Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) et David Komornik (1969)</i> .....	(107)
<i>Figure .IV.8 : Schéma de l'appareil oedométrique</i> .....	(110)
<i>Figure .IV.9: Détermination graphique de la contrainte de préconsolidation <math>\sigma'p</math></i> .....	(110)
<i>Figure .IV.10:schéma de découpage du sol en des tranches</i> .....	(111)
<i>Figure IV.11 : Faux équilibre des pressions</i> .....	(115)
<i>Figure IV.12 : Diagramme comparatif pression de gonflement – diffusion des contraintes</i> .....	(115)
<i>Figure IV.13 : Drainage dangereux</i> .....	(115)
<i>Figure IV.14 : Risque de frottement latéral ascendant</i> .....	(116)
<i>Figure IV.15 : Traitement de surface à la chaux</i> .....	(116)
<i>Figure IV.16 : Dispositions aggravantes</i> .....	(116)
<i>Figure IV.17 : Dispositions constructives générales</i> .....	(118)

# Introduction générale

---

## *INTRODUCTION GENERALE :*

Parmi les phénomènes naturels qui sont à l'origine de plusieurs catastrophes dans le monde , on compte : les séismes , les glissements de terrain les ouragans les gonflements des sols , etc .

Le phénomène de gonflement de certaines formations géologiques argileuses, ayant de forts indices de plasticité, pose de sérieux problèmes dans plusieurs pays du monde. Les sols gonflants occasionnent des désordres importants aux ouvrages qu'ils supportent lors d'un apport important d'eau extérieur. Tous les types de structures fondés en surface sur ces sols (bâtiments, ouvrages de soutènement, remblais, etc.), les réseaux routiers ainsi que les ouvrages enterrés (tunnels, pieux, canalisations, fondations profondes, etc.), subissent des dommages. Les exemples des désordres liés à la présence d'argiles gonflantes sont nombreux et variés (Bekkouche, 1997 ; Chen, 1965 ; Mouroux et al., 1988 ; Philipponnat, 1991 ; Hachichi & Fleureau, 1999; Yenes & al., 2010) par exemple des fissures qui apparaissent clairement sur les constructions et sur les routes (des fissures au niveau des poteaux, des murs de remplissage et des fondations ).

En Algérie, ces sols argileux gonflants sont très répandus à travers plusieurs régions, In-amenas, In-Salah, Médéa, M'sila, Tlemcen, Mostaganem, Tizi ousou , etc. y sont touchées. De nombreux cas de désordres d'ouvrages ont été recensés (Ameur, 1989 ; Bahar & Kenai, 2002 ; Bahar & Kenai, 2008 ; Bekkouche, 1997, Derriche & al., 1999 ; Djedid et al, 2001 ; Hachichi & Fleureau, 1999). Ce phénomène continue encore à se manifester dans de nombreuses régions et engendre chaque année des dégâts considérables, en particulier sur les constructions légères en raison de leurs fondations superficielles. Afin de réduire les risques d'apparition de ces désordres, des études géotechniques spécifiques permettant l'identification de ce phénomène sont donc nécessaires afin d'en tenir compte dans les études de génie civil.

L'identification des sols gonflants peut s'effectuer à l'échelle microscopique et à l'échelle macroscopique. L'analyse minéralogique a sans aucun doute apporté beaucoup dans la description des argiles et montre toute l'étendue et la diversité des minéraux argileux (Caillère & Hénin, 1963 ; Mitchell, 1993 ; Tovey, 1971), et jouant un rôle important dans le comportement du sol, notamment lors du retrait et du gonflement (Serratrice & Soyez, 1996 ; Mitchell, 1976 ; Yong & Warkentin, 1975). L'échelle macroscopique consiste en une identification primaire à l'aide d'essais simples d'identification ou d'essais mécaniques.

La première approche est très coûteuse et n'informe pas sur les paramètres mécaniques du gonflement. La deuxième approche peut présenter un intérêt considérable puisqu'elle

## Introduction générale

---

permet un gain en temps et en coût. En effet, le fait de soupçonner qu'un sol puisse être gonflant dès la campagne de reconnaissance préliminaire permet d'orienter les campagnes de reconnaissance de confirmation. Cette deuxième approche est la plus souvent utilisée pour caractériser les minéraux gonflants et quantifier le processus de gonflement, elle fournit les paramètres macroscopiques directement applicables au dimensionnement des ouvrages de génie civil (Mrad, 2005).

La littérature contient un nombre considérable d'approches empiriques qui permettent d'apprécier le potentiel de gonflement des sols à partir de la mesure des paramètres de plasticité et de granulométrie (Chen, 1988 ; Dakshanamurthy & Raman, 1973 ; Seed & al., 1962 ; Vijayvergiya & Ghazzaly, 1973 ; méthode de BRE (Royaume Uni), 1980 ; Komornik & David, 1969 ; Snethen 1984 ; Williams & Donaldson, 1980). Seed et al. (1962) proposent une classification des sols en fonction de la teneur en argile et l'activité corrigée. Chen (1988) relie le potentiel de gonflement respectivement à la limite de liquidité et l'indice de plasticité. Pour ces auteurs, un potentiel de gonflement très élevé correspond à une limite de liquidité supérieure à 70 % et un indice de plasticité supérieur à 35 %. Williams et Donaldson (1980) considèrent que le caractère expansif des argiles est fortement lié à l'activité et propose une classification donnant le potentiel de gonflement en fonction de l'indice de plasticité et la teneur en argile. Ces méthodes donnent des résultats divergents d'où le recours aux essais mécaniques.

Dans la pratique, trois grandeurs sont utilisées pour caractériser l'aptitude d'un sol au gonflement (Mrad, 2005 ; Nowamooz 2007), à savoir le taux de gonflement ( $G$ ), la pression de gonflement ( $P_g$ ) et le coefficient de gonflement ( $C_g$ ). Ces paramètres peuvent être déterminés directement par la réalisation d'essais au laboratoire sur des échantillons intacts à l'oedomètre, matériel le plus couramment utilisé par de nombreux chercheurs (Holtz & Gibbs, 1956 ; Jenning & Knight, 1957 ; Lambe & Whitman, 1959 ; Guiras-Skandaji, 1996 ; etc.), bien que certains auteurs aient réalisé des essais in-situ coûteux et longs (Mariotti, 1976 ; Ofer & Blight, 1985 ; Magnan, 1993). Cependant, les procédures d'essais sont diverses. Elles se distinguent principalement par les modalités d'application des charges sur l'éprouvette et elles tirent leur diversité de la complexité du phénomène et d'une longue pratique empirique. Ces différentes procédures d'essais appliquées à un même matériau conduisent à des pressions de gonflement différentes (Sridharan & al., 1986 ; Serratrice, 1996).

L'étude du phénomène de gonflement commence donc d'abord par le choix du dispositif et la procédure d'essai. Ce choix dépend du problème posé et du but recherché. Les méthodes

## Introduction générale

---

fréquemment utilisées sont (Alonso & al., 1987 ; Serratrice, 1996) : la méthode de gonflement libre, la méthode de gonflement sous charges constantes et la méthode de gonflement à volume constant .

Le sol subit un ensemble de modifications, dans le temps, engendrées par des sollicitations cycliques sous forme de chargement-déchargement et de variations saisonnières. Les caractéristiques d'état tel que, la densité, la teneur en eau et la pression de surconsolidation change d'une sollicitation à une autre. De nombreux auteurs ont effectué des recherches sur l'effet des cycles de séchage-humidification sur des argiles gonflantes, exemple de Chen & Ma (1987) ; Subba Rao & Satyadas (1987) ; Al-Homoud & al. (1995) ; Basma & al (1996) ; Tripathy & al (2002) ; Day (1994, 1995), Subba Rao & al (2000) et Geremew & al (2009), ils ont travaillé sur des échantillons intacts et remaniés et ont montré la disparition des caractéristiques héritées des conditions de dépôts et une stabilisation des déformations qui s'amorcent à partir du troisième cycle ainsi qu'une augmentation du gonflement cumulé avec les cycles. Ces sollicitations changent à chaque fois l'état initial du sol, en lui donnant une nouvelle densité et un nouveau pourcentage de saturation.

L'étude du phénomène de gonflement, générateur de tassements différentiels et de désordres aux constructions, est donc vaste et complexe. Les nombreuses recherches touchant différentes disciplines scientifiques indiquent que le potentiel de gonflement des sols argileux résulte de facteurs de prédisposition tels que l'histoire géologique de ces sols (mode de sédimentation, sollicitations mécaniques, thermiques et hydriques au cours du temps) leur donnant une certaine prédisposition relative à leur composition minéralogique et à leur texture (Mitchell, 1976).

Les désordres touchant les structures et attribués aux mouvements des sols gonflants sont moins spectaculaires, ne mettent que très rarement en danger les vies humaines mais ne représentent pas moins l'un des plus coûteux sinistres que connaissent de nombreux pays. Aux états unis d'Amérique, les dégâts ont été estimés pour l'année **1976 à 2,25 Milliards** de dollars (Verdel, 1993). En France, les indemnités cumulées dans le cadre des catastrophes naturelles entre 1989 et 2003 ont représenté plus de trois Milliards d'Euros (Vincent, 2003). En Algérie, les estimations ne sont pas disponibles mais la littérature scientifique cite de nombreux cas pathologiques de structures où la nature gonflante du sol est la principale cause des dégradations constatées (Hachichi et al., 2002, Lamara et al., 2002).

# Introduction générale

---

Les causes ayant conduit à ces sinistres sont dues principalement à une identification inadéquate du sol comme étant gonflant et à une mauvaise prise en charge du phénomène lors de la construction.

Ce mémoire se rapporte à l'identification du gonflement d'un sol ; il s'agit d'une étude qui rentre dans le projet de construction de 500 / 1000 logements AADL à Draa El Mizan , entrepris par Metallurgical Corporation of China ALGERIE . L'étude géotechnique est confiée au L'laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC) , Direction Régionale Centre , Unité de Tizi-Ouzou ; qui a aimablement accepté de nous fournir le matériau objet de notre programme expérimentale et également mettre à notre disposition le matériel pour sa réalisation pour ce faire le mémoire est organisé comme suit :

**Au chapitre I**, nous avons présenté des généralités et des définitions des sols en général et les argiles en particulier. On y décrit la classification, la minéralogie et les propriétés des argiles.

**Au chapitre II**, il constitue une recherche bibliographique sur les argiles gonflantes telle que nous avons présenté les pathologies causées par les sols gonflants, les différents mécanismes et cinétique de gonflement.

Appliquer quelques classifications des sols gonflants disponible dans la littérature ,apprécier leur fiabilité .

Etablir des corrélations entre paramètres géotechniques et paramètres de gonflement .

Et dans ce chapitre en traite uniquement les méthodes empiriques et les méthodes d'essai oedométrique.

**Au chapitre III**, nous caractérisons dans une première étape nos matériaux par des essais d'identification physiques et mécaniques (Analyse granulométrique, limites d'Atterberg, essai de cisaillement et de compressibilité, etc ...) et par analyses chimiques.

**Au chapitre IV**, nous avons interprété les résultats des essais étudiés au chapitre précédent et les exploiter dans le cadre du projet de construction ayant motivé cette étude. Nous avons aussi exploiter les résultats pour le calcul des fondations et des tassements.

***CHAPITRE I***  
***GENERALITES SUR LE SOL***

## **I.1.INTRODUCTION :**

L'ingénieur qui dispose d'un sol pour construire un remblai ou supporter un ouvrage a besoin avant tout de connaître ses propriétés mécaniques. Celles-ci dépendent des caractéristiques physico-chimiques du sol.

D'une manière générale, le sol est un milieu complexe, formé de sable, de limon, d'argile, s'il n'est pas très profond, de matière organique. Dans la grande majorité des cas, il s'agit d'un milieu fortement hiérarchisé dont les échelles structurales vont du nanomètre au millimètre, sinon plus.

La fraction fine des sols se compose de sable fin, de limon et d'argile, l'analyse du comportement des sols révèle des propriétés qui ne se rapportent pas exclusivement à sa granulométrie, mais elle est liée à la nature chimique, la structure minéralogique et son interaction avec l'eau.

## **I.2. LES SOLS :**

### **I.2.1.Origine :**

Les sols sont le résultat de la désagrégation des roches par effet mécanique (chocs, frottements...) ou chimiques (agression des eaux, décomposition d'organismes vivants, végétaux ou animaux...).

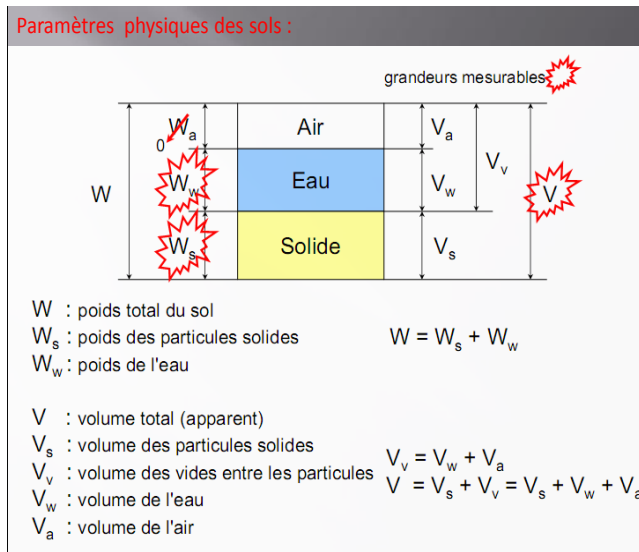
### **I.2.2.Composition d'un sol :**

Un sol est un mélange de trois parties qui se combinent dans des proportions variables selon sa nature et sa localisation :

**a).la partie solide** (notée *s*) constituée par des grains minéraux ;

**b).la phase liquide** (*w*), constituée par l'eau occupant les vides. Si tous les vides sont remplis par l'eau, le sol est dit saturé; sinon, il est partiellement saturé;

**c).la phase gazeuse** (*a*) : une partie des vides non occupés par l'eau est remplie par du gaz, essentiellement de l'air.



**Figure I: Constitution générale d'un sol**

$W$  : désigne la proportion en poids des différentes parties.

$V$  : désigne la proportion en volume des différentes parties.

Les indices « a », « w » et « s » indiquent que la grandeur correspond respectivement aux parties air, eau (water) et « solide ».

On définit la grandeur

$$\gamma_h = \gamma \text{ par } \gamma_h = \gamma = \frac{W}{V} = \frac{W_s + W_w}{(V_s + V_w + V_a)}$$

en kN/m<sup>3</sup>.

La formation et l'évolution d'un sol s'opèrent selon trois processus, plus ou moins simultanés (Guillaud, 1989).

### **Processus 1 : Altération de la roche mère :**

La roche mère qui peut être dure (granite, schiste, grès...), tendre (craie, marne, argile...) ou meuble (sables, éboulis, lœss...) est fissurée, réduite en éléments plus fins ; elle est désagrégée par l'action de la pluie, le vent, le froid et le soleil.

### **Processus 2 : Poursuite de l'altération par les matières organiques :**

Le sol désagrégé et altéré, constitué de minéraux et d'éléments plus ou moins pâteux est alors colonisé par une flore et une faune qui s'enrichissent en substances chimiques et organiques.

### **Processus 3 : Migration verticales des éléments solubles :**

Sous climat pluvieux, les éléments solubles migrent vers le bas : C'est le lessivage. Sous climat sec à forte évaporation, les éléments solubles migrent vers la surface et l'enrichissent.

Cette migration des éléments, va créer dans le sol des couches plus ou moins distinctes et définir les horizons, qui constituent le profil pédologique d'un sol.

### **I.3. PROPRIETES DES SOLS :**

D'un sol à un autre, les propriétés peuvent être très variables. Elles dépendent de la nature du mélange complexe entre les différentes fractions granulaires. Selon la quantité de cailloux, de graviers, de sables, de silts, d'argiles, de colloïdes, de matières organiques, d'eau et de gaz, les propriétés de la terre sont changeantes. C'est souvent la fraction dominante d'un sol qui régit les propriétés fondamentales du matériau.

#### **I.3.1. Propriétés à caractère chimique :**

Ces propriétés sont également tributaires de la nature minéralogique et de leur chimie constitutive, de la nature et de la quantité des matières organiques. La quantité en oxyde de fer, de magnésium ou de calcium, en carbonates et en sulfates peut caractériser la terre d'un point de vue chimique. Le sulfate de calcium, particulièrement gonflant à l'hydratation peut être très néfaste ; sa solubilité dans l'eau peut augmenter la sensibilité des argiles (Guillaud, 1989).

#### **I.3.2. Propriétés à caractère physique :**

Elles sont nombreuses et permettent de préciser la qualité d'un sol pour la construction (Guillaud, 1989).

**-Ameublissement** : c'est l'aptitude d'un sol à être facilement brisée. Les sols à fraction sableuse dominante se brisent facilement alors que les sols très argileux s'ameublissent très difficilement.

**-Adhérence** : c'est l'aptitude d'un sol, pour un certain degré d'humidité, à adhérer aux objets, notamment aux outils. Elle augmente avec l'humidité jusqu'à un maximum pour être ensuite diminuer.

**- Masse volumique des grains solides** : Elle s'exprime en  $\text{kg/m}^3$  ; par exemple, les micas et les feldspaths ont une masse volumique de 2600 à 2700 $\text{kg/m}^3$ , les sables de 2600 à 3000  $\text{kg/m}^3$ , les argiles de 2500  $\text{kg/m}^3$ .

**-Teneur en eau** : c'est le rapport de la quantité d'eau contenue dans le sol sur la quantité de sol sec, Elle s'exprime en pourcentage pondéral et définit les différents états hydriques du sol. Il s'agit d'eau que l'on peut éliminer par évaporation.

**-Pouvoir absorbant** : c'est la propriété que possède l'argile, l'humus et le complexe argilo-humique de retenir à leur surface des ions électropositifs surtout, mais également électro-négatifs, provenant de la solution du sol . La fixation des ions s'explique par les charges négatives et positives entourant les feuillets d'argile et les micelles d'humus.

**-Perméabilité** : c'est la vitesse de percolation qui dépend de la texture mais surtout de la structure. Elle s'exprime en cm/heure .

**-Résistance sèche** : La résistance à la rupture à l'état sec peut atteindre des valeurs très variables selon les argiles et dépend de la distribution et de la taille des particules, de leur cristallinité mais aussi de la nature des ions échangeables. Les kaolinites ont une résistance de l'ordre de 0.7 à 50 bars, les illites de 13 à 70 bars et les montmorillonites de 20 à 60 bars.

### **I.3.3. Propriétés fondamentales :**

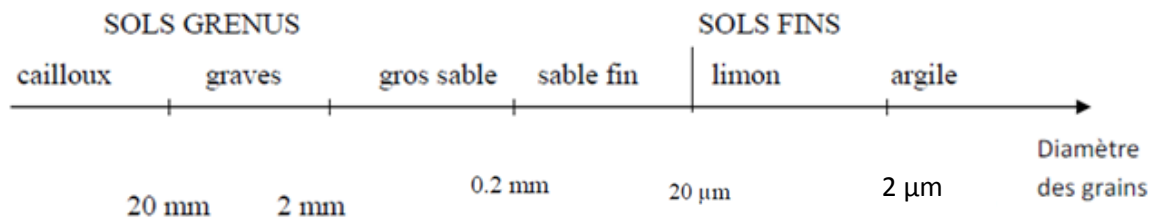
L'étude exhaustive des propriétés du sol n'est pas toujours nécessaire. Il convient surtout de connaître quelques propriétés fondamentales qui sont :

- La texture ;
- La plasticité ;
- La cohésion ;

#### **I.3.3.1. Texture des sols :**

La texture fait référence à l'apparence extérieure d'un sol ; elle peut varier suivant les dimensions et la forme des particules, ainsi que selon la distribution relative des grosseurs des grains. Par conséquent, les sols à grains grossiers comme les sables et les graviers, ont une texture grossière ; les sols à texture fine, tels que les silts et les argiles, sont constitués essentiellement de grains de minéraux très petits, invisibles à l'œil nu. (A.KOMAR, 1976)

La texture d'un sol se mesure par l'analyse granulométrique pour les fractions de grains grossiers : cailloux, graviers, sables et limons et par sédimentométrie pour les fines argileuses. La classification des fractions de grains adoptée par un grand nombre de laboratoires et se référant aux normes American society for testing material (A.S.T.M., AFNOR) est la suivante



### I.3.3.2. Plasticité :

La plasticité se définit comme la propriété d'un sol à subir des déformations sans réaction élastique notable caractérisée par une fissuration ou une pulvérisation.

La plasticité d'un sol ainsi que les limites entre différents états de consistance sont déterminées par les mesures des limites d'Atterberg. Elles s'effectuent sur la fraction du sol dont le diamètre des particules  $<0.4$  mm, la quantité d'eau exprimée en pourcentage, qui correspond à la limite de transition entre l'état de consistance fluide et l'état plastique est nommé limite de liquidité  $W_L$ . Entre l'état plastique et l'état solide la transition est nommée limite de plasticité  $W_p$ . A  $W_L$ , le sol commence à manifester une certaine résistance au cisaillement. A  $W_p$  le sol cesse d'être plastique et devient cassant.

L'indice de plasticité ( $I_p$ ) égal à  $W_L - W_p$  précise la plage de comportement plastique d'un sol. La combinaison de  $W_L$  et  $W_p$  précise la sensibilité d'un sol aux variations d'humidité.

### I.3.3.3. Cohésion :

La cohésion d'un sol exprime la capacité de ces particules à se maintenir ensemble lorsque l'on exerce sur le matériau une contrainte de traction.

## I.4. LES ARGILES :

Les roches argileuses sont une catégorie non négligeable des roches sédimentaires présentes sur Terre. Elles sont impliquées dans un grand nombre de problèmes de géotechnique (stabilité de pente, tassement, stabilité etc.,,,). Par ailleurs, le nombre des ouvrages et des structures bâtis a considérablement augmenté, de ce fait les ingénieurs en Génie Civil s'intéressent de plus en plus au comportement de ces formations géologiques.

Ainsi, développer les connaissances sur les roches argileuses s'est avéré nécessaire. Il a fallu pour cela dans un premier temps les définir et les classer puis, dans un second temps développer des outils expérimentaux (installations complexes pour étudier les comportements physico-mécaniques des roches argileuses), et de prédire leur comportement mécanique (déformations et rupture).

### **I.4.1. Présentations et définition des argiles :**

Il existe plusieurs définitions des argiles. Le terme « argile » n'aura pas le même sens en mécanique des roches, en physique du sol, ou en poterie ; il désigne, selon les cas, un ensemble d'espèces minérales, une famille de roches, une catégorie de sols ou encore une classe granulométrique. Sous cette appellation générique se cache donc une grande variété de matériaux, dont le point commun est de posséder des minéraux argileux, qui sont eux de nature bien précise (à base de silicates) et dont la structure confère à ces matériaux comparativement à d'autres types de sols, des propriétés bien spécifiques quant à leur interaction avec l'eau.

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés (il s'agit généralement de silicates d'aluminium, mais parfois de silicates de magnésium), pour leur structure feuilletée ils se classent parmi la famille des *phyllosilicates*. Selon la famille de minéral argileux considérée, les particules les plus fines peuvent être constituées d'un feuillet ou d'un assemblage de quelques feuillets, et leur taille est très faible, de l'ordre de 2 à 5  $\mu\text{m}$  ; ces dimensions sont caractéristiques des particules argileuses et ne se retrouvent pas dans d'autres minéraux.

En fait, le terme « argile » a un double sens : il désigne à la fois les minéraux argileux eux-mêmes, et les sols et roches contenant une assez grande quantité de particules argileuses. En Mécanique des Sols, on définit la fraction argileuse d'un sol comme étant la teneur en particules de moins de 2 à 5  $\mu\text{m}$  de diamètre. Le matériau est lui-même qualifié d'argile s'il contient plus de 50% de minéraux argileux.

### **I.4.2. Microstructure des argiles :**

Les argiles proviennent de l'altération et de la dégradation des roches : altération physique sous l'effet des variations de température, et surtout altération chimique au contact de l'eau qui permet la dégradation en particules très fines. Les conditions dans lesquelles cette dégradation a eu lieu, ainsi que l'état d'avancement de cette dégradation peuvent expliquer la grande diversité des argiles (Jackson & Sherman 1953, cités par Grunberger 1995). De par leur origine détritique et leur nature granulaire, la structure des sédiments argileux est complexe ; la compréhension des mécanismes de déformation de ces matériaux, dans lesquels la chimie de l'eau tient une place prépondérante, passe nécessairement par la connaissance précise de la microstructure.

A l'échelle microscopique des argiles, on peut distinguer :

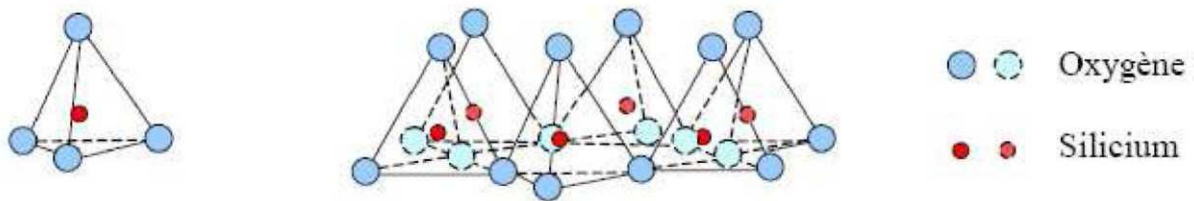
- La structure.
- La texture.

**I.4. 2.1. Structure des argiles :**

Les minéraux argileux sont des silicates hydratés appartenant au groupe des phyllosilicates. Ces phyllosilicates sont formés par un empilement de feuillets, chacun étant formé par un arrangement de deux types de couches, l'une tétraédrique (T) à base de silice (Figure I.1) et l'autre octaédrique (O) à base d'hydroxyde d'aluminium (Figure I.2).

Le cristallite (ou unité structurale) est composé d'un feuillet et d'un interfeuillet. Un feuillet est formé de deux ou trois couches. Il existe deux types de couches :

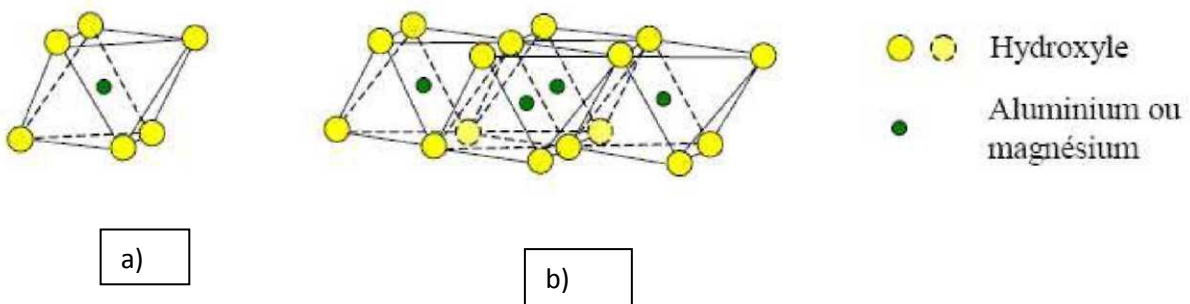
- **La couche tétraédrique** : Est formée de tétraèdre  $Si^4+$  entouré de quatre anions  $O^{2-}$  aux sommets (figure I.2). Son épaisseur est  $4,6 \text{ \AA}$  et son bilan des charges est  $- 1$  ;



a ) Unité tétraédrique à cœur de silicium.. b ) Schéma d'une couche de tétraèdre  $[Si_4 O_{10} (OH)_2]^{6-}$  avec arrangement hexagonal.

**Figure I.1.** Feuillet tétraédrique (T).

- **La couche octaédrique** : Est constituée par  $Al^3+$  ou  $Mg^2+$  entourés de six groupes hydroxyle OH (figure I.2). Son épaisseur est  $5,05 \text{ \AA}$  et son bilan des charges est  $+1$ .



a) Unité octaédrique  $Al(OH)_3$ .

b) Structure en couche à base d'octaèdre de Brucite  $Mg(OH)_2$  ou de Gibbsite

**Figure. I.2 :** Feuillet octaédrique (O)



**Figure I.3.** Représentation symbolique des deux familles de minéraux argileux.

Suivant l'ordre d'empilement des couches octaédriques (O) et tétraédriques (T), les minéraux argileux sont classés en deux types :

- **Le type de feuillets TO ou 1:1** formé d'une couche tétraédrique T et d'une couche octaédrique O (figure I-4). Ces argiles, dont l'unité structurale de base est dissymétrique, sont représentées par le groupe des kaolinites et des serpentites, ces dernières étant beaucoup plus rares ;
- **Le type de feuillets TOT ou 2:1** formé d'une couche octaédrique O entourée de deux couches tétraédriques T. Ces argiles, qui présentent une unité structurale de base symétrique, comportent de nombreux groupes (illites, smectites, interstratifiés, chlorites, vermiculites) dont la structure et les propriétés sont très variables.

Dans chacun des feuillets décrits précédemment, les cations peuvent être remplacés par d'autres de taille voisine mais pas nécessairement de la même valence. On parle de substitution isomorphe car les dimensions du feuillet restent quasi inchangées. Ces substitutions entraînent alors un excès de charges négatives à la surface des feuillets. Cette électronégativité est une caractéristique intrinsèque des matériaux argileux.

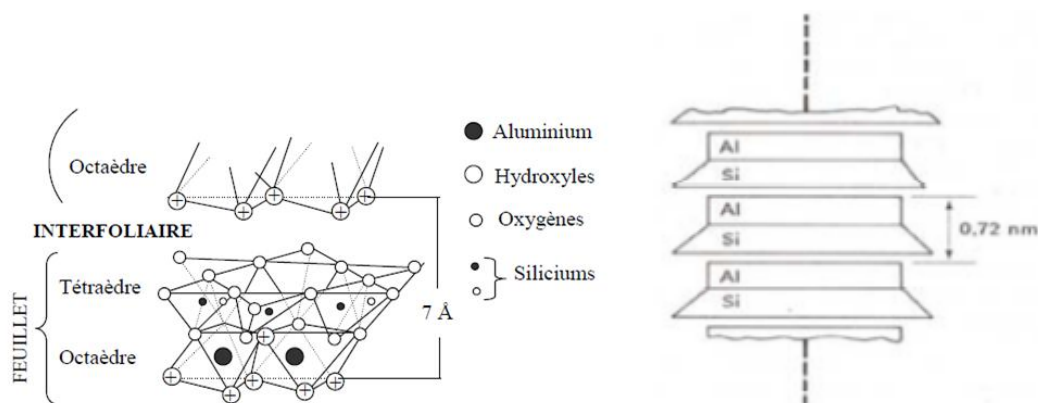
Les matériaux argileux sont constitués de petites particules dont la partie poreuse est partiellement ou en totalité occupée par une solution chimique. Ces particules sont formées par l'association des feuillets élémentaires et sont caractérisées par leur surface spécifique, leur capacité d'échange cationique et leur densité de charge surfacique. Selon la structure chimique des argiles, il est possible de les classer en trois groupes les plus rencontrés dans la nature : la famille de **Kaolinite T-O**, la famille d'**Illite T-O-T** et la famille de **Smectite T-O-T**. (T : Tétraédrique, O : Octaédrique).

La capacité de gonflement des argiles est influencée par les arrangements et la composition minéralogique de ces feuillets. De même, le gonflement est contrôlé par l'intensité des liaisons inter feuillets qui peuvent se casser lors de l'hydratation (liaisons faibles) et modifier par la

suite la microtexture de l'argile. L'analyse du comportement gonflant des argiles consiste alors à préciser la nature de ces liaisons pour chacune des trois familles d'argiles considérées.

**\*Les Kaolinites** (Kaolinite, Bertierine, Dickite, Nacrite, Halloysite) C'est une argile blanchâtre dite peu gonflante. Une particule d'argile est formée d'un empilement de plusieurs feuillets. Chaque feuillet a une épaisseur approximative de 7 Å et est composé d'une couche tétraédrique de silice et d'une couche octaédrique d'alumine, Les particules de kaolinite contiennent habituellement entre 70 et plus de 100 couches élémentaires.

Les couches sont maintenues ensemble par des liens d'hydrogène et les forces de Van der Waals. (Figure I.4).

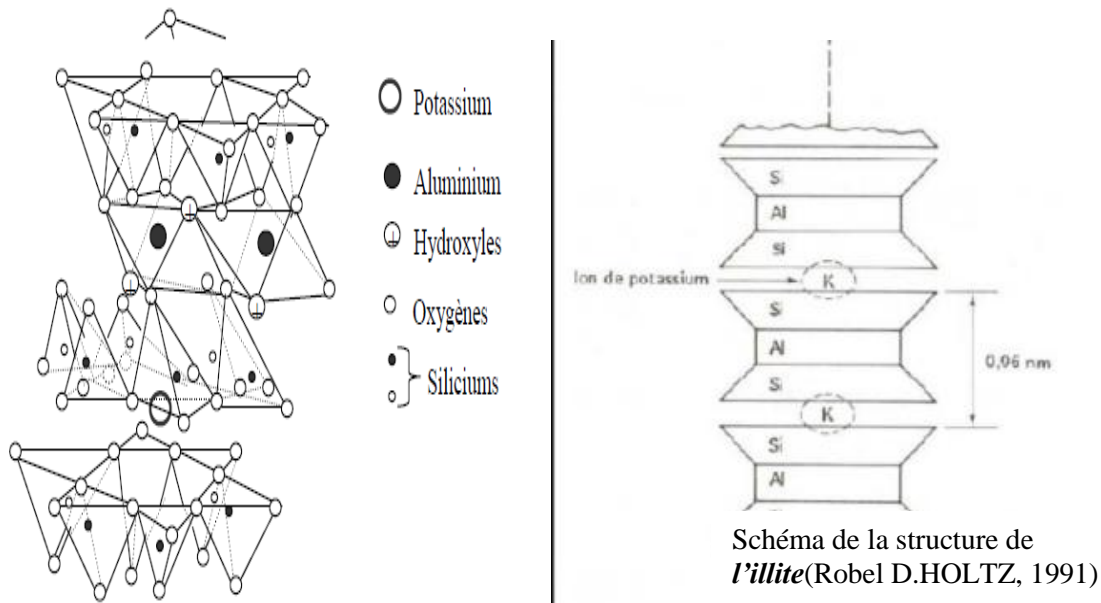


*Figure I.4. Structure tridimensionnelle de la kaolinite (chanley 2000).*

*Assemblage d'une couche octaédrique et d'une couche tétraédrique pour une argile TO (1:1).*

- Le feuillet élémentaire de l'illite est composé d'une couche d'alumine octaédrique comprise entre deux couches de silice tétraédriques. L'épaisseur d'un feuillet est d'environ 10Å (Figure I.5).

- **Les Illites** sont des argiles dites potentiellement gonflantes. Les liaisons entre les feuillets sont moins fortes que celles des kaolinites c'est-à-dire Les liens qui unissent les couches élémentaires, assurés par des atomes de potassium(K), Bien qu'étant plutôt forts comparativement à ceux de la montmorillonite, ils demeurent inférieurs aux liens d'hydrogène de la kaolinite (GHEDDACHE, 2012).



**Figure I.5.** Structure tridimensionnelle de l'illite (khelifa 1994)

- **La montmorillonite :** Elle est formée de couches élémentaires constituées de deux feuillets tétraédriques placés de part et d'autre d'un feuillet octaédrique contenant des atomes d'aluminium (gibbsite). Elle porte parfois le nom de smectite.
- **Les Smectites** (Montmorillonites, Beidellite, Nontronite, Hectonite, Saponite, Sauconite) sont des argiles dites potentiellement très gonflantes.

Des molécules d'eau fortement attirées vers les surfaces chargées des feuillets tétraédriques assurent les liens entre les couches. Ces liens demeurent cependant plutôt faibles, car lorsque la quantité d'eau augmente dans le sol, les molécules d'eau peuvent s'infiltrer très facilement entre les couches et les séparer. L'épaisseur d'un feuillet est d'environ 10 Å (Figure I.6).

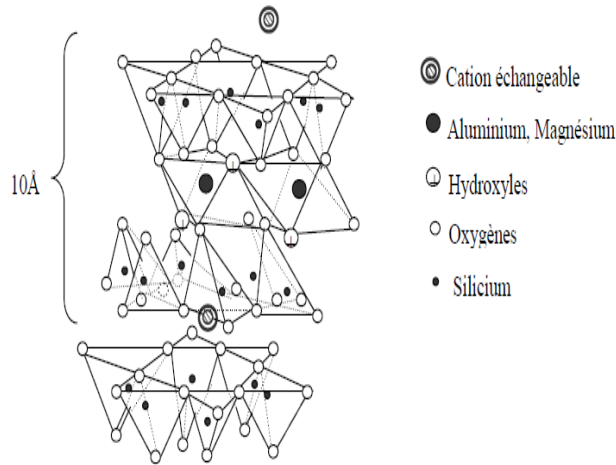


Figure 1.6. Structure tridimensionnelle de la montmorillonite (modèle structural d'Hoffma 1933 et Hendrick 1942 cité par Khelifa 1994).

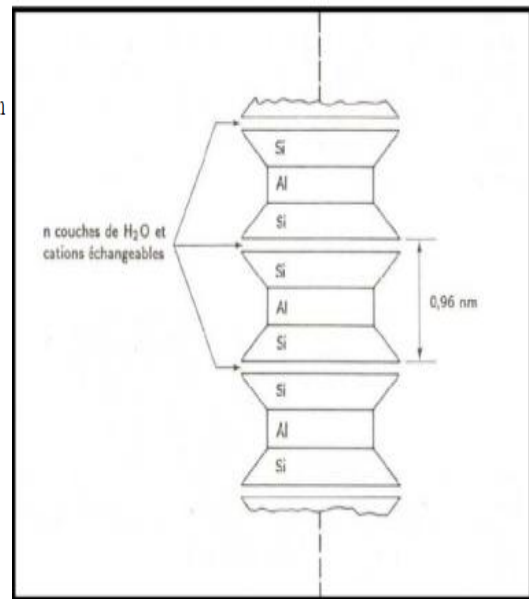
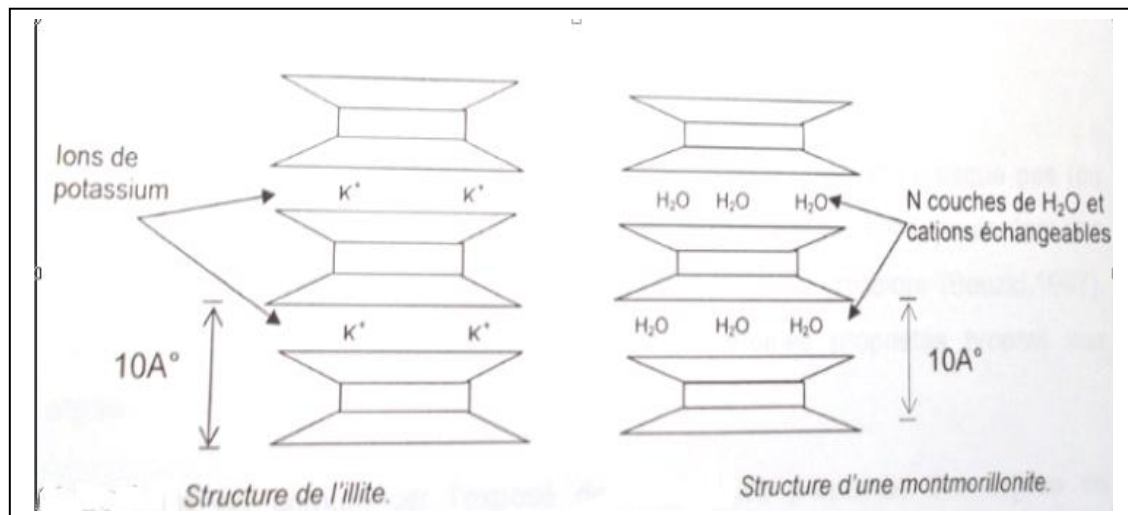


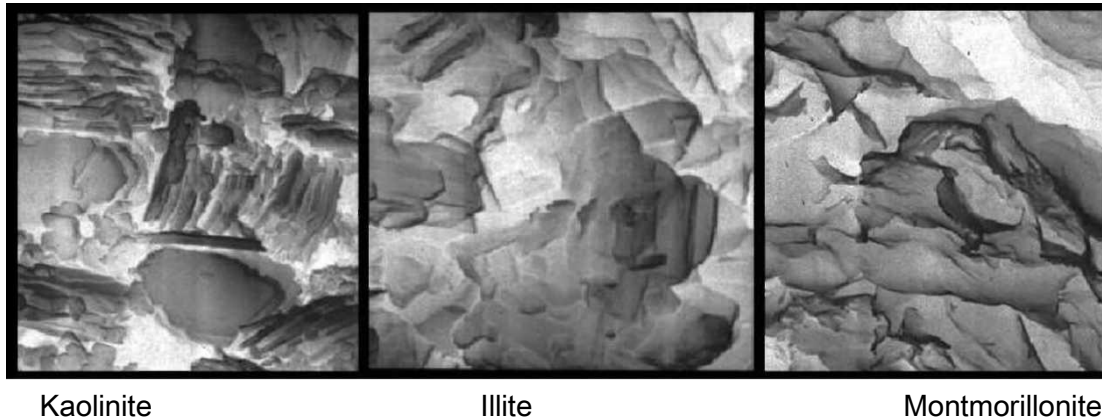
Schéma de la structure de la montmorillonite (Robel D.HOLTZ, 1991)



Les principales caractéristiques des trois types d'argiles sont résumées dans le tableau (1.1), la figure I.7 présente leurs photographies prises au microscope électronique à balayage (M.E.B).

Tableau 1.1. Caractéristiques des argiles ((Bultel 2001).

Nom	Type	Nombre de feuillets par particule	Diamètre d'une particule (nm)	Epaisseur d'une particule (nm)	Surface spécifique (m <sup>2</sup> / g)	CEC (meq/100g)
<b>Kaolinite</b>	1 : 1	100 - 200	0.1 - 4	1 - 10	10 - 20	3 - 15
<b>Illite</b>	2 : 1	1 - 10	0.1 - 1	0.003 - 0.01	65 - 100	10 - 40
<b>Smectite</b>	2 : 1	1	0.1	0.001	700 - 840	80 - 150



**Figure I.7.** Photographie au Microscope Electronique à Balayage des argiles (Mitchell, 1976).

#### **I.4.2.1a .Echanges de cations :**

Les minéraux argileux ont la propriété d'interagir avec les cations ou les anions.

L'échange des ions se fait autour de la surface extérieure de l'unité structurale.

Notant que la réaction d'échange n'affecte pas la structure d'ensemble des minéraux .Les cations échangeables les plus connus sont le calcium(  $\text{Ca}^{++}$ ),le magnésium ( $\text{Mg}^{++}$ ) ,l'hydrogène ( $\text{H}^+$ ),le potassium ( $\text{K}^+$ ),le nitrate ( $\text{NH}_4^+$ )et le sodium ( $\text{Na}^+$ ).

L'attraction des ions présents autour d'une particule argileuse est due a la faculté que présente l'argile d'attirer des ions d'une solution .L'attraction des ions vers la surface est due à la charge négative de cette dernière.

Les cations fixés à la surface peuvent être substitués par d'autres présents dans le liquide industriel .Cette substitution de cations par d'autre est appelée **échange de cations** (Grim , 1968 ).Comme le montre le **tableau I.2** .les valeur de limite d'ATTERBEG d'un minérale argileux peuvent varier considérablement en fonction des cations adsorbés Woodward-clyde et Associates , 1967).

**Tableau I.2 : valeurs des limites d'Atterbeg de différents minéraux argileux**

Cation \ Mineral argileux	$\text{Na}^+$		$\text{K}^+$		Ca		$\text{Mg}^{++}$	
	$W_L(\%)$	$I_p(\%)$	$W_L(\%)$	$I_p(\%)$	$W_L(\%)$	$I_p(\%)$	$W_L(\%)$	$I_p(\%)$
Kaolinite	29	1	35	7	34	8	39	11
Illite	61	27	81	38	90	50	83	44
Montmorillonite	344	251	161	104	166	101	158	99

Dans chacun des deux feuillets décrits précédemment, le cation peut être remplacé par un cation de taille voisine (pour « tenir » dans le site octaédrique ou tétraédrique), mais pas

nécessairement de même valence. On parle de **substitution isomorphe** car les dimensions du feuillet restent quasi inchangées. Ces substitutions entraînent alors un excès de charges négatives à la surface des feuillets. Cette électronégativité des feuillets est une des caractéristiques fondamentales des argiles. L'électroneutralité est obtenue par adsorption de cations compensateurs à la surfaces des feuillets : cations ( $K^+$ ,  $Na^+$ ,  $Mg^{2+}$ ,  $Ca^{2+}$ ,  $Fe^{2+}$ ...) provenant du fluide.

Par ailleurs, les bords des cristallites possèdent aussi des charges localisées car ils correspondent à des ruptures de liaisons. La charge des tranches de cristallites dépend alors du pH (Grunberger 1995) : elle est négative en milieu basique, et positive en milieu acide (en raison de la fixation de protons  $H^+$  sur des ions  $O^{2-}$  présents sur ces bords).

#### **1.4. 2.2. Texture des argiles :**

La texture des minéraux argileux dépend du mode de sédimentation et de l'état de consolidation. Un sol argileux 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.

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. 2004 sur les argiles, subissant des cycles d'humidification - drainage, confirment des fracturations le long des surfaces localisées à proximité des matériaux rigides non gonflants (figure I.8).



**Figure I.8. Ouverture des fissures en proximité des matériaux rigides (Montes et al. 2004).**

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 (Montes et al. 2004).

### **I.4.3. classification des argiles :**

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. Il s'agit de liaisons hydrogène et de forces d'attraction électrostatiques et de Van der Waals.

On sait que 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. Les cations en solution sont entourés de molécules d'eau « captives » avec lesquels ils ont des liaisons ion-dipôle : on parle de sphère d'hydratation ou de solvation.

Lors des substitutions au sein d'un feuillet, la charge est délocalisée au niveau d'atomes superficiels, créant de véritables sites d'attraction des cations à la surface, sous forme de cavités. Un grand nombre de cations, entourés de leurs sphères d'hydratation, sont attirés par la surface chargée négativement, en raison des seules forces électrostatiques, et restent à proximité de cette surface : on parle alors de couche diffuse. Lorsqu'un cation s'approche de la surface, il peut aussi être littéralement capté par ces sites de surface. Dans certains cas, le cation reste entouré de molécules d'eau d'hydratation et vient s'accoler à la surface, par des liaisons hydrogènes et, essentiellement, électrostatiques ; on dit qu'il forme un complexe de sphère externe, ou complexe hors sphère (CHS). Les forces d'attraction mises en jeu diminuent rapidement avec la distance, donc un assemblage est d'autant plus stable (donc d'autant mieux lié) que la distance entre charge positive et négative est faible. Ainsi, lorsque le cation compensateur a des dimensions proches de celles des cavités de surface, l'excès de charge négative de la surface provoque la déshydratation du cation compensateur qui vient ensuite s'enchaîner à l'interface entre les feuillets, formant ce qu'on appelle un complexe de sphère interne (CSI). Un CSI est évidemment plus stable qu'un CHS, lui-même plus stable qu'une liaison purement électrostatique de couche diffuse.

Du type de feuillets et de la nature de ces liaisons vont dépendre les propriétés - et la classification - des argiles. La figure I-9 donne une description schématique des différents minéraux argileux.

A la lumière des informations précédentes, nous allons expliquer brièvement la composition et la structure des principaux minéraux.

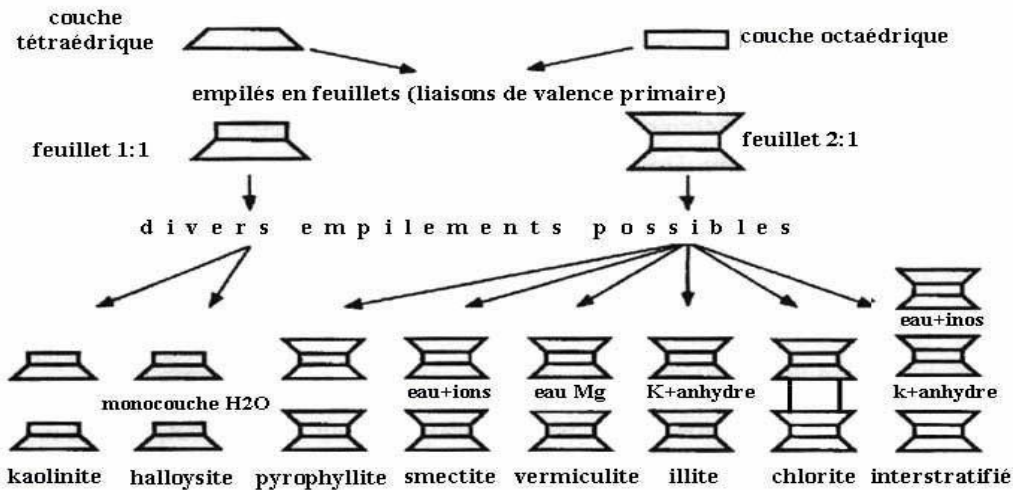


Figure I-9: Représentation schématique de quelques groupes de minéraux argileux (TO (1:1) et TOT (2:1)).

Dans la famille **des argiles 1:1**, on distingue le groupe des kaolinites et celui des serpentinites (beaucoup plus rares, et dont nous ne parlerons pas). Chez les kaolinites, il y a en fait très peu de substitutions isomorphes, et la liaison face-à-face entre feuillets est assurée par des liaisons H entre les atomes d'oxygène de la base de la couche T et les atomes d'hydrogène du groupement hydroxyle de la couche O du feuillet suivant, et bien sûr à des liaisons de Van der Waals. Ces liaisons sont suffisamment fortes pour empêcher l'adsorption d'eau interfoliaire.

**Les argiles 2:1** comportent de nombreux groupes, en raison des différentes liaisons possibles entre deux feuillets successifs -liaisons assurées par les cations compensateurs - :

- Dans le cas des illites, le cation compensateur est, nous l'avons dit, l'ion potassium  $K^+$  qui forme un CSI avec les deux feuillets entre lesquels il se trouve ; cette liaison des feuillets par le potassium anhydre est si forte que les molécules d'eau ne parviennent pas à s'engager entre les feuillets.
- Lorsque le cation compensateur est majoritairement le magnésium  $Mg^{2+}$ , les hydroxyles interfeuillets arrivent à se réunir latéralement pour former avec cet ion une couche octaédrique supplémentaire, donnant naissant à un assemblage de type TOT-O très stable qui caractérise le groupe des chlorites. Ce type est parfois désigné 2:2.

• Les cations compensateurs des smectites sont le sodium  $\text{Na}^+$ , le calcium  $\text{Ca}^+$  et en plus petite quantité potassium  $\text{K}^+$  et magnésium  $\text{Mg}^{2+}$ . Na et Ca forment des CHS, assurant une liaison interfeuillets plus faible, ce qui autorise l'adsorption de cations hydratés supplémentaires, et notamment de molécules d'eau (qui doivent être perçues ici comme des protons hydratés), par attraction électrostatique. Plusieurs couches d'eau peuvent ainsi être adsorbées entre les feuillets. Les argiles smectiques présentent une triple instabilité (Foucault & Raoult 1992) : *dégradation* (désorganisation des feuillets) par hydrolyse, ou au contraire *aggradation* au contact des eaux interstitielles chargées d'un cation de potassium (fixation d'ions par CSI et transformation en illite : illitisation) ou de magnésium (réorganisation des feuillets et chloritisation), enfin par *déshydratation*.

• Les interstratifiés sont formés par l'alternance plus ou moins régulière de feuillets de natures différentes (par exemple illite-smectite, illite-chlorite, ...).

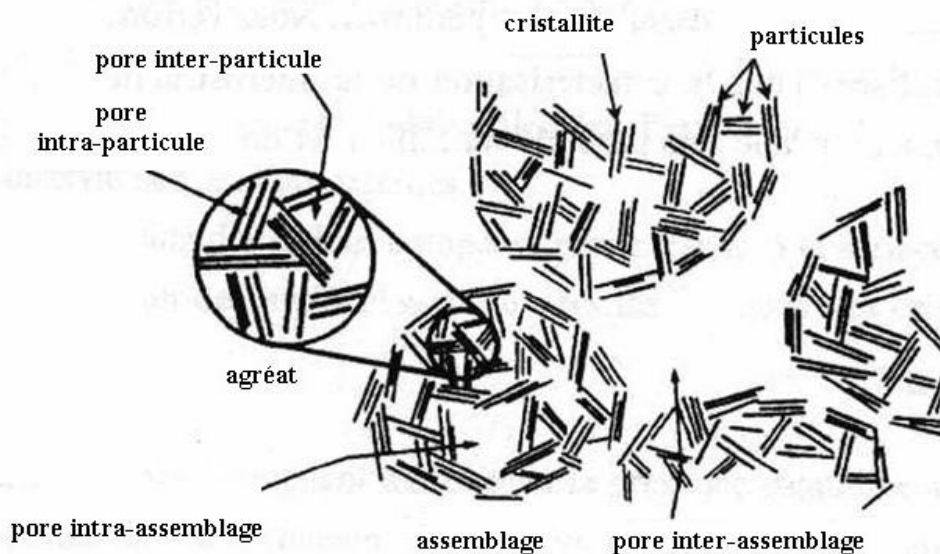
#### **I.4.4. organisation des argiles :**

Les cristallites élémentaires peuvent, comme nous venons de le voir, s'assembler les uns avec les autres. On dit alors qu'il y a *coagulation* des cristallites, ou *floculation*. Les assemblages précédents, qui ont donné lieu à la classification des argiles, sont des assemblages face-à-face (*face to face*, FF) des cristallites. Le terme utilisé pour désigner ce type de coagulation est « agrégation », aboutissant à des particules selon notre terminologie. Mais il y a deux autres modes d'association des cristallites :

côté à face (*edge to face*, EF) et côté à côté (*edge to edge*, EE), conduisant à des agglomérats (souvent appelés agrégats par les mécaniciens des sols, terme employé à juste titre car il y a bien en réalité mélange non homogène de minéraux divers, mais que nous préférons éviter ici puisque l'agrégation conduit à un empilement ordonné). Les agglomérats sont eux-mêmes organisés en assemblages.

A ces différents niveaux d'organisation (figure I-10) correspondent quatre types de porosité différents :

- porosité intra-particule (entre deux cristallites FF) ;
- porosité inter-particule (ou intraagglomérat) ;
- porosité intra-assemblage ;
- porosité inter-assemblage ;



**Figure I-10:** Description des différents niveaux de porosité dans les argiles (d'après Griffith et Jos, 1991).

Les deux types de coagulation sont des phénomènes complexes dépendant de la minéralogie et de la forme des cristallites en présence, mais aussi beaucoup du pH de la solution interstitielle (dont va dépendre la charge des cotés), de sa composition et des concentrations des différents ions métalliques.

#### **I.4.5. l'interaction eau-argile :**

Selon la force des liens unissant les feuillets d'argiles, ceux-ci autorisent ou non l'arrivée d'eau dans l'espace interfoliaire. Nous avons vu, avec la classification des argiles, que chez certaines argiles (kaolinites, illites), 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 interfeuillelet peut s'hydrater ; les smectites font partie des argiles dites « gonflantes ». L'amplitude du gonflement dépend des contraintes appliquées, néanmoins la prise d'eau peut être telle que le matériau voit son volume multiplié par vingt.

Ainsi, dans certaines argiles, l'eau peut littéralement s'engouffrer dans l'espace interfeuillelet. Les feuillets s'écartent, et la liaison entre deux feuillets parallèles doit alors être assurée différemment. Il en résulte une réorganisation complète de la matrice solide (Tessier, 1978).

Cette réorganisation est sans doute le premier des deux points essentiels permettant de distinguer le gonflement des argiles gonflantes du gonflement d'un autre matériau poreux.

Le deuxième fait essentiel du gonflement est que l'interaction eau-argile est liée aux ions présents dans l'eau. Les cations présents en solution sont attirés vers les surfaces des feuillets

d'argiles chargées négativement ; ils sont par ailleurs repoussés de ces surfaces par la force osmotique qui tend à uniformiser la concentration en cations dans la solution. Il résulte de ces deux effets opposés une certaine distribution des cations au voisinage des feuillets. De même, les anions, qui sont repoussés électrostatiquement par les feuillets, mais repoussés vers ceux-ci par osmose, ont une distribution spatiale particulière au voisinage des feuillets. Il en résulte que la distribution des ions dans l'espace interfoliaire est en général différente de celle dans les gros pores, ce qui se traduit par une différence entre les pressions osmotiques « internes » et « externes » aux particules, et donc par des forces exercées sur les feuillets et qui tendent à les écarter.

#### **1.4.6. propriétés macroscopiques :**

##### **1.4.6.1 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. Il ressort de leurs analyses que :

- 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.4.6.2. 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 .

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 .

**I.4.7. paramètres physico-chimiques des argiles :**

Il nous a paru possible de traduire l'ensemble des phénomènes physico-chimiques jouant un rôle dans le comportement mécanique des argiles par les paramètres physico-chimiques suivants (A.BOTTERO, 1972) :

- nature minéralogique
- géométrie
- hydratation
- limites et indices d'état.

Le dernier de ces « paramètres » est en fait un ensemble de valeurs obtenues par des essais normalisés (limites d'Atterberg, etc.) et qui dépendent étroitement des paramètres précédents

dont elles constituent, en quelque sorte, la synthèse. Examinons plus en détail chacun de ces cinq paramètres.

#### **I.4.7.1. Nature minéralogique :**

L'existence de déséquilibres électriques (dus à des substitutions d'ions de charges différentes à l'intérieur des particules) entraîne l'apparition de charges électriques à leur surface. Cela se traduit, en présence d'eau et d'ions par la naissance de forces d'attraction et de répulsion entre une particule et son environnement. Ces forces conditionnent l'arrangement géométrique des particules (texture) et par conséquent le comportement mécanique du matériau argileux (A.BOTTERO, 1972).

#### **I.4.7.2. Géométrie :**

Il est courant d'appeler « particules argileuses », toutes celles qui sont inférieures à 2 microns. Ce paramètre est très important car les plus petites ont une surface spécifique très grande par rapport aux grosses, ce qui implique que les forces résultant des phénomènes superficiels sont prépondérantes pour les petites particules.

#### **I.4.7.3. Hydratation :**

Les molécules d'eau sont polaires : la charge positive du dipôle de ces molécules est attirée par les charges superficielles négatives des particules d'argile.

Une première couche monomoléculaire d'eau est ainsi fixée sur leur surface. Les « extrémités négatives » des molécules d'eau de cette première couche peuvent à leur tour, attirer une seconde couche de molécules d'eau orientée, et ainsi de suite. L'ensemble constitué par la surface négative du minéral et par l'eau liée, plus ou moins fortement, constitue la « double couche ». La concentration des ions contenus dans cette eau décroît lorsque la distance à la particule augmente : cela fait qualifier de « diffuse » la double couche.

Le rôle de cette eau liée dans le comportement mécanique des argiles est très important car, dans le domaine habituel des contraintes, elle empêche généralement tout contact direct entre les particules.

Bien entendu, ces phénomènes liés à l'eau, en particulier l'épaisseur de la « double couche » dépendent de la teneur en eau de l'argile (A.BOTTERO, 1972).

L'hydratation des ions des particules argileuses oriente les molécules d'eau et génère des répulsions pour les particules proches jusqu'à une distance de 20 Å (Huret 1985).

Ces forces ont plusieurs composantes (interaction des doubles couches associées aux deux feuillets).

**I.4.7.4 Limites et indices d'état :**

Les limites d'Atterberg ( $w_L$ ,  $w_p$ ,  $w_S$ ) et les indices d'état ( $I_P$ ,  $I_L$ , etc.) sont directement fonction de tous les paramètres physico-chimiques : aussi peut-on considérer qu'ils constituent des paramètres de synthèse. Nous indiquerons simplement le sens physique que nous entendons donner aux trois limites d'état et à l'indice de plasticité (A.BOTTERO, 1972).

**La limite de plasticité ( $W_P$ ) :** est la teneur en eau suffisante pour permettre une certaine liberté de déplacement relatif des particules. Dans une même famille minéralogique,  $W_P$  peut recouvrir une grande plage de valeurs à cause des cations échangeables, de la présence d'éléments non argileux et de différents degrés de cristallisation que peut présenter un même minéral.

**La limite de liquidité ( $W_L$ ) :** est la mesure de la quantité d'eau qui éloigne suffisamment les particules pour annuler pratiquement les forces interparticulaires et qui, grâce au pourcentage élevé d'eau « visqueuse » par rapport à l'eau liée, permet un libre déplacement relatif des particules. La plage des valeurs obtenues par  $w_L$  est encore plus étendue, pour un même minéral argileux, que celle de  $W_P$  à cause de l'importance du degré de cristallisation et des ions échangeables sur la valeur de  $W_L$ .

**La limite de retrait ( $W_S$ ) :** est la teneur en eau atteinte lors du séchage d'un échantillon quand l'épaisseur du film d'eau est telle que les couches d'« eau rigide » entourant les particules peuvent venir en contact, ce qui interdit toute contraction ultérieure.

Ce paramètre est intéressant pour traiter des problèmes de retrait et de gonflement posés par les couches superficielles des terrains cohérents. Il représente un critère valable car sa détermination est indépendante du facteur humain.

**Indice de plasticité ( $I_P$ ) :** il mesure l'intervalle de teneur en eau, compris entre  $W_P$  et  $W_L$ , à l'intérieur duquel on doit s'attendre à ce que le matériau ait un comportement « plastique ». La plasticité optimale correspond à un état où les particules sont entièrement recouvertes d'eau rigide et un peu d'eau visqueuse, additionnelle, qui joue le rôle de lubrifiant. Cet indice définit l'étendue du domaine plastique :

$$I_p = W_L - W_p$$

Selon *Cornell, 1951*. et *J.M. TCHOUANINANA 1999*, l'état de plasticité du sol est apprécié suivant la valeur de son indice de plasticité tel que c'est rapporté au tableau suivant.

**Tableau I.3 : Classification indice de plasticité**

Indice de plasticité $I_p$	Etat- du sol
0 - 5	Non plastique
5 - 15	Peu plastique
15 - 40	plastique
> 40	plastique

Si on a déterminé l'indice de liquidité et l'indice de plasticité on détermine l'indice de consistance  $I_c$  qui permet d'apprécier la consistance des sols plastique par la plage des valeurs présentés dessous. Il se calcule par la formule suivante :

$$I_c = \text{indice de consistance} = \frac{W_L - W_p}{I_p}$$

L'appréciation de la plasticité de l'argile selon les valeurs des limites d'Atterberg (Abaque de CASAGRANDE), sont donnés dans le tableau suivant :

**Tableau I.4 : indice de consistance**

$I_c$	Appréciation
0 - 0.25	Pâteux
0.25 - 0.50	Mou
0.5 - 0.75	Ferme
0.75 - 1	Mi dur
>1	Dur

*D'après ATTERBERG*

**Activité (de Skempton Ac):**

-Etant donné l'importance des limites d'Atterberg et la fraction argileuse dans la caractérisation des argiles, Skempton propose un paramètre liant ces deux termes par un rapport appelé **Activité de Skempton (Ac)**, qui se définit comme étant le rapport de l'indice de plasticité au pourcentage de particules argileuses dont le diamètre est inférieur à  $2\mu\text{m}$  (Skempton, 1953).

Elle permet l'appréciation de la capacité de rétention d'eau d'un sol. Celle-ci est liée à la surface spécifique des particules qui composent le sol en question et bien sûr la surface spécifique est d'autant plus importante que la fraction des particules fines est élevée. L'activité s'exprime par la formule suivante :

$$Ac = \frac{I_p}{\% \text{élément} < 2\mu\text{m}}$$

Selon l'intervalle d'appartenance du coefficient d'activité, les argiles sont classées en argile actives, normales et inactives (**Tableau I.5**).

**Tableau I.5: Nature d'argile selon le coefficient d'activité Ac**

Coefficient d'activité Ac	Type de sol
Ac <0.75	Inactive à faible
0.75 < Ac <1.25	Normale à moyenne
1.25 < Ac <2	Active à forte
Ac >2	Très active à très forte

L'analyse de certains minéraux de point de vue de leurs activités (Tableau I.6) Montre que la montmorillonite et spécialement celle du sodium, jouit d'une activité élevée. Ceci prouve la grande affinité de la montmorillonite à l'eau et son pouvoir de rétention d'eau ; induisant ainsi une expansion de son volume.

Par ailleurs, certaines études concernant les caractéristiques de plasticité des argiles (Seed et al) ont montré que la relation qui lie l'indice de plasticité au pourcentage des argiles  $F_2$  (élément inférieurs à 2µm) est linéaire, mais ne passe pas par l'origine. Cette droite coupe l'axe des pourcentages d'argiles à une valeur de 10%. Seed et al (1962) proposent une correction de l'activité par la relation définie par  $A_{cor} = I_p / (F_2 - 10)$

**Tableau I.6 : Activité de certains minéraux.**

Minéraux	Activité A
Quartz	0
Calcite	0.18
Kaolinite	0.33 à 0.90
Illite	0.90
Montmorillonite Ca	1.5
Montmorillonite Na	7.2

L'analyse granulométrique met en évidence la prédominance de la fraction fine dans l'ensemble si les passant à 80 µm > 50%.

**Tableau relatif au pourcentage des passants à 80µ**

Pourcentage des passants à 80µ	Classification
>50%	Sol fin
<50%	Sol pulvérulent

*D'après L.C.T.P*

- **Indice des vides, degré de saturation**

- a. Indice des vides "e" :

L'indice des vides permet de savoir si les vides sont importants ou non, c'est-à-dire, si notre matériau est dans l'état serré ou lâche.

Il est défini comme étant le rapport du volume des vides ( $V_v$ ) au volume des grains solides ( $V_s$ ).

$$e = V_v / V_s : \text{(L'indice des vides peut être supérieur à 1).}$$

- b. Degré de saturation "s<sub>r</sub>" :

Le degré de saturation indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau. Il est défini comme le rapport du volume de l'eau ( $V_e$ ) au volume des vides ( $V_v$ )

s'exprime en pourcentage :  $S_r = \frac{v_e}{v_v} \cdot 100$  ;(Lorsque le sol est saturé,  $S_r = 100\%$ )

La dépendance du degré de saturation des paramètres connus ( $\rho_s$ ,  $\rho_w$ , w et e) est illustrée par la formule :  $S_r = \frac{w}{ws} \cdot 100$ .

Selon TERZAGHI le degré de saturation est représentés dans le tableau( I.7)*suivant* :

**Tableau I.7 :Classification de degré de saturation selon TERZAGHI**

Sr (%)	Appréciation
100	Saturé
76-99	Détrempé
51-75	Mouillé
26-50	Humide
1-25	Légèrement humide
0	Sec

*D'après TERZAGHI*

#### I.4.8. Paramètres mécaniques des argiles :

On peut considérer que le comportement mécanique des matériaux argileux se traduit par trois sortes de phénomènes (A.BOTTERO, 1972):

- résistance mécanique au « cisaillement sans variation sensible de volume » ;
- phénomènes liés à des variations de volume : compressibilité, consolidation, retrait et gonflement ;
- perméabilité (notons que le phénomène de consolidation est lié à la perméabilité).

**I.4.8.1. Résistance au cisaillement :**

La résistance au cisaillement d'un sol argileux est théoriquement la superposition de trois composantes qu'il convient de ne dissocier qu'avec la plus grande prudence :

- la cohésion, fonction complexe des forces inter particulaires.
- le frottement interne, fonction de la taille et de la forme des particules ainsi que de la structure initiale du matériau,
- la « dilatance » ou changement de volume en début de glissement dans le plan de cisaillement.

**I.4.8.2. Phénomènes liés à des variations de volume :**

Les phénomènes de variation de volume, avec ou sans charge appliquée, sont essentiellement fonction du comportement de l'eau inter particulaire et, par conséquent, de propriétés physico-chimiques du matériau.

Dans le cas de la compressibilité et de la consolidation c'est la charge appliquée qui conditionne les caractéristiques finales du matériau, mais l'allure et la vitesse du mouvement sont liées aux propriétés physico-chimiques.

**I.4.8.3. Perméabilité :**

La percolation de l'eau à travers un matériau argileux est généralement très lente. Le coefficient  $k$  qui la mesure, exprimé en cm/s, peut varier dans des proportions de  $10^{-5}$  à  $10^{-10}$  suivant la nature du fluide percolant, la structure et les propriétés physico-chimiques de l'argile.

**I.4.9. L'eau et les minéraux argileux**

L'argile dans son milieu cherche à atteindre un certain équilibre chimique et physique vis-à-vis aux différentes réactions avec l'eau.

**I.4.9.1. La forme de l'eau**

L'eau est l'élément déterminant dans les propriétés des argiles, elle peut se présenter sous différentes formes dans la structure argileuse grâce à son caractère dipolaire, la molécule d'eau possède la propriété d'être attirée par l'intermédiaire de ses extrémités positives à la surface négative des minéraux argileux.

Cette attraction modifie les propriétés hydrodynamiques de l'eau et cela dépend de la distance entre les molécules d'eau et la surface argileuse.

Deux types d'eau, existant dans la matrice argileuse, peuvent être distingués:

**I.4.9.1.1. Eau liée**

Elle est attachée à la surface des grains par le jeu de forces d'attraction moléculaire. Ces forces décroissent avec la distance entre les molécules d'eau et le grain.

Une première couche adsorbée, dont l'épaisseur est de l'ordre de quelques dizaines de molécules (environ 50 Å), correspond à :

L'eau des arrêtes et des cassures de la surface du réseau cristallin. Les molécules d'eau y sont retenues par des liaisons de coordination avec les éléments superficiels du réseau cristallin ;

L'eau d'hydratation des cations échangeables ;

L'eau de surface interfeuillet, répartie entre les différents feuillets des minéraux argileux, reliés entre eux par des liens hydrogènes existant entre les groupes OH- et O<sub>2</sub>.

Dans cette couche adsorbée les propriétés de l'eau sont très fortement modifiées.

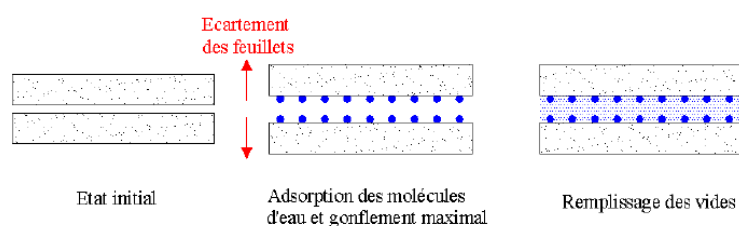
L'eau a la structure de la glace. La viscosité peut être supérieure de quelques dizaines de fois à celle de l'eau normale (Rosenqvist, 1959). La densité varie de 1,2 à 2,4 g/cm<sup>3</sup> (Yong et Warkentin, 1975). L'adsorption des molécules d'eau et des ions dépend en grande partie de la surface spécifique des argiles.

Une zone de transition d'eau dite "diffuse", entre 0,005 et 0,5 µm contient des molécules d'eau fixes et qui supportent encore une attraction non négligeable.

L'eau d'hydratation des argiles gonflantes (type smectites) correspond à de l'eau adsorbée et de l'eau diffuse, ou de l'eau faiblement liée.

**I.4.9.1.2. Eau libre**

Au delà de 0,5 µm (Marsily, 1981), l'eau n'est retenue dans l'argile que par les forces capillaires et elle est capable de se déplacer sous l'effet de la gravité ou d'un gradient hydraulique suffisant. C'est l'eau libre, appelée aussi eau interstitielle. D'une façon générale, les forces mises en jeu sur l'eau par les particules d'argiles diminuent avec la distance (Fig.I.11).



**Figure I. 11. Gonflement et hydratation du matériau argileux.**

Plus d'électrons d'un côté du noyau d'un atome que de l'autre, d'où la formation de dipôles qui se rattachent par leur côté opposé électriquement, les forces mises en jeu sont faibles mais additives (d'où leur importance) et diminuent très lentement avec la distance. Elles sont suffisamment fortes pour déterminer l'arrangement final de certains solides et elles sont une source majeure de cohésion dans les sols fins (Mitchell 1976). Les forces d'adhésion dans les sols argileux "humides" sont principalement du type Van Der Waals (Rosenqvist 1959).

**Van Der Waals :** ce sont des liaisons électromagnétiques entre dipôles. A tout moment il y a plus d'électrons d'un côté du noyau d'un atome que de l'autre, d'où la formation de dipôles qui se rattachent par leur côté opposé électriquement. Les forces mises en jeu sont faibles mais additives (d'où leur importance) et diminuent très lentement avec la distance (Fig I.15). Elles sont suffisamment fortes pour déterminer l'arrangement final de certains solides et une source majeure de cohésion dans les sols fins (Mitchell 1976).

#### **I.4.10. Gonflement, retrait et dessiccation :**

Nous avons vu que les mécanismes microscopiques expliquant le phénomène de gonflement-retrait, observé pour certaines argiles, sont d'origine physico-chimique. Du point de vue macroscopique, ce phénomène est lié à la prise ou au départ d'eau (c'est-à-dire la variation de la teneur en eau). Les argiles sont ainsi souvent qualifiées de roches hydrophiles. Sur ce point, on ne sait pas forcément affirmer si c'est l'arrivée d'eau qui provoque le gonflement, ou bien si c'est le gonflement qui permet l'arrivée d'eau. Barbour et al. (1989) expliquent que les deux phénomènes coexistent :

- l'eau est susceptible de s'introduire dans un échantillon d'argile sous l'effet de gradients osmotiques ; l'arrivée d'eau induit une augmentation de volume.
- l'arrivée d'eau provoque une évolution de la solution interstitielle (en terme de concentration des différents solutés), et influe sur l'interaction eau-argile expliquée plus haut dans un sens qui provoque l'écartement des feuillets et donc le gonflement, l'eau s'engouffrant dans l'espace ainsi créé.

Le premier phénomène n'est pas spécifique aux argiles ; le deuxième l'est. Toutefois, lorsqu'on évoque le phénomène de gonflement, on oublie parfois qu'il intègre ces deux aspects.

Par ses deux aspects ci-dessus, le phénomène de gonflement-retrait est lié à l'état énergétique de l'eau. Il peut se produire aussi bien à l'état saturé qu'à l'état non saturé. C'est un aspect

qu'on perd souvent de vue. Les essais qui permettent d'obtenir des cycles de gonflement/retrait sont appelés des essais d'« imbibition-drainage », « humectation-dessiccation » ou bien encore « sorption-désorption » (figure I.12). Ils sont réalisés en mettant des échantillons d'argiles dans des enceintes à hygrométrie contrôlée, c'est-à-dire des enceintes d'air humide dont on sait régler le degré d'humidité relative. Ce type d'essais est généralement pratiqué pour des milieux non saturés, et les courbes obtenues sont des courbes qu'on ne rencontre d'habitude que dans des manuels traitant de ces milieux. De fait, on oublie souvent que les argiles peuvent rester saturées jusqu'à des valeurs très faibles de l'humidité relative ; deux choses contribuent à cet état de fait :

- une roche argileuse fortement compactée présente essentiellement de petits pores, et peut d'après la loi de Laplace (ou Jurin) rester saturée dans une ambiance « non saturée » ;
- la présence de solutés divers dans l'eau interstitielle, ainsi que la relation eau-roche particulière des argiles abaisse fortement l'activité de l'eau de la roche, renforçant le phénomène précédemment décrit.

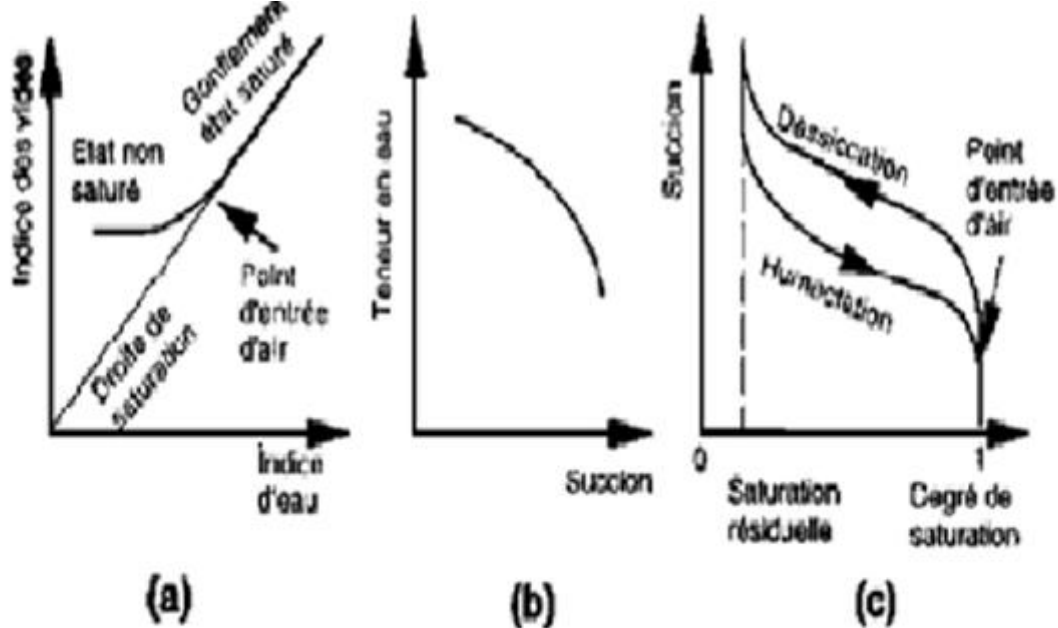


Figure I.12: Courbes schématiques issues d'un essai de gonflement-retrait libre  
 (a): indice de vides-indice d'eau, (b) : teneur en eau-suction ;(c) : courbe de  
 rétention (sorption-désorption).

Un sol argileux peut ne commencer à se dé saturer qu'à une forte succion, d'autant plus forte que les pores sont petits. En deçà de ce seuil, le cadre de la mécanique des milieux poreux (Coussy, 1991) peut s'appliquer en général. Lorsque le matériau est dé saturé en revanche, la mécanique des milieux poreux non saturés, qui permet de tenir compte de phénomènes de capillarité, n'est vraisemblablement pas adaptée car, dans ce domaine des fortes succions, d'autres phénomènes (électrostatiques, d'adsorption) entrent en jeu dans les processus.

En même temps que le matériau argileux prend de l'eau, il gonfle. Si le gonflement est empêché, des contraintes se développent, qui peuvent être importantes. On parle alors de pression de gonflement. Pour caractériser le gonflement-retrait des argiles, nous avons les essais cités plus haut qui sont appelés en Mécanique essais de gonflement libre. Il existe aussi des essais de gonflement sous contrainte, réalisés souvent à ment, destinés entre autre à mesurer la (les) pressions(s) de gonflement. Tout comme l'amplitude du gonflement dans un essai de gonflement libre, la pression de gonflement d'une argile donnée va dépendre de l'état initial du matériau.

Notons enfin que le gonflement d'une roche argileuse dépendra non seulement de la minéralogie des constituants argileux, mais aussi de la texture (Bauer-Plaindoux et al., 1998), soit de l'agencement de ces minéraux parmi les autres constituants de la roche. Ainsi, une roche argileuse dont le constituant argile est gonflant peut ne pas présenter de gonflement macroscopique. C'est le cas des siltites du Gard, qui contiennent de la smectite et ne présentent aucune aptitude au gonflement, tandis que les argilites de l'Est sont qualifiées de gonflantes alors que les minéraux argileux qu'elle contient sont faiblement gonflants (à base d'illite).

### **CONCLUSION :**

Des généralités ont été exposées dans ce chapitre sur les sols spécialement les argiles. Le sol comme matériau hétérogène, présente lors de son étude un comportement complexe. L'analyse générale de la structure des argiles illustre la complexité de leur comportement. Les coûts élevés de certaines analyses font que les géotechniciens se contentent souvent de l'identification des paramètres géotechniques usuels des sols argileux.

De nombreux phénomènes relatifs aux comportements des argiles ont été éclaircis ces dernières années .Toute fois, bien des phénomènes sont toujours en cours d'étude, tels que les phénomènes de gonflement et retrait des argiles qui sont d'une complexité élevée et dont les conséquences sont des pathologies d'ouvrages et des dommages dans les structures à travers beaucoup de pays du monde.

***CHAPITRE II***

***PHENOMENE DE GONFLEMENT  
DES ARGILES***

**II.1. INTRODUCTION :**

Le phénomène de gonflement des argiles a fait l'objet de très nombreuses études qui font apparaître des domaines d'intérêt particuliers, parmi les principales préoccupations des chercheurs dans l'étude des sols expansifs, c'est de comprendre et de déterminer les facteurs responsables de ce phénomène. Dans cette partie, on s'attachera à présenter les différents mécanismes de gonflement.

Pour évaluer le gonflement de façon quantitative, on peut caractériser un sol gonflant par des paramètres tels que :

L'indice de gonflement ( $C_g$ ) qui représente la pente de la partie déchargement de la courbe oedométrique classique.

La pression de gonflement ( $P_g$ ) nécessaire pour empêcher la déformation lors de l'absorption de l'eau.

Le taux de gonflement «  $G$  » qui représente la variation du volume de l'échantillon lors de la saturation.

Le gonflement des sols naturels est spécifique à certains sols argileux. Il est lié principalement aux variations de la teneur en eau et le type de minéraux argileux que contient ce sol. D'autres facteurs, telles que la structure du sol et sa densité sèche, la teneur en eau initiale, l'indice de plasticité, la température, etc... peuvent affecter de manière significative la pression du gonflement ou la déformation de ces argiles.

Les problèmes créés par l'eau dans le Génie civil sont quelques fois négligés ou souvent mal posés, quand ils ne sont pas complètement ignorés, et pourtant ils sont fondamentaux tant en ce qui concerne les conditions d'exécution des chantiers que la stabilité des ouvrages, Plusieurs dégâts ont été causés par l'infiltration des eaux dans les sols, notamment dans les régions argileuses qui peuvent gonfler sous l'effet d'une augmentation de leur teneur en eau .

**II.1a .PATHOLOGIES CAUSEES PAR LES SOLS GONFLANTS :**

Le problème principal est le *gonflement/retrait* qui cause des fissures apparaissant clairement sur les constructions et sur les routes. Ces fissures occasionnent des ouvertures dans les fenêtres et les portes et elles se propagent dans la maçonnerie et la structure de l'ouvrage.

Les ouvrages sont sujets au gonflement principalement dans la structure et la maçonnerie du bâtiment. Parmi ces derniers, Les maisons individuelles, construites sans mesures de précaution de construction sur ce type de sol, sont sujettes à des dégradations et des fissures

au niveau des poteaux, des murs de remplissage et des fondations (radier, semelle superficielle, ou filante et les pieux) Figures (1- 6).

Ces désordres résultent du caractère différentiel que prennent les mouvements du sol de fondation (terrassement ou gonflement) sollicitant la structure en flexion ou en cisaillement.

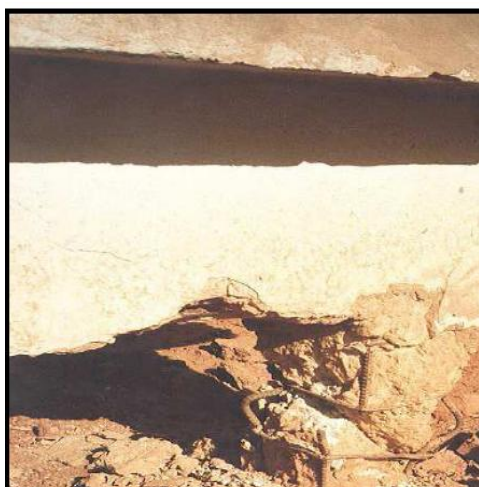
Ces différences relatives de mouvement proviennent par ailleurs de l'hétérogénéité des sols de fondation, de celle des forces appliquées par la structure sur le sol, ainsi que des perturbations hydriques que le bâtiment peut engendrer (Mouroux et al. ,1987). Les dégâts causés aux structures des bâtiments reposant sur des sols fins gonflants aux U.S.A (1976) ont été chiffrés à environ 2.25 milliards de dollars.



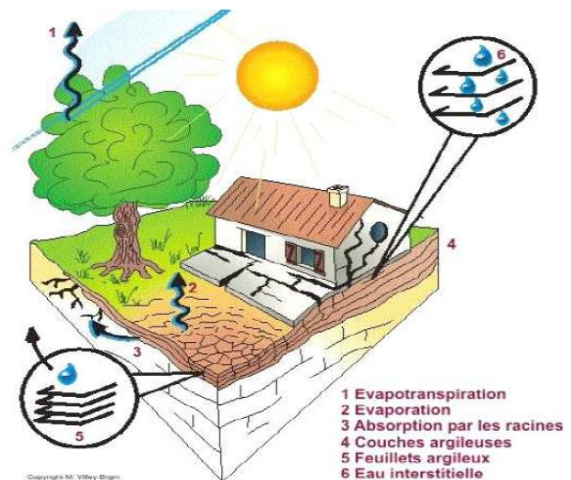
*Figure II.1 : Fissure sur les murs (Zenkhril, 2010)*



*Figure II.2 : Fissures diagonales (Derriche Z et al.2002 )*



*Figure II.3 : Cisaillement au niveau des nœuds (Derriche Zet al.2002)*



*Figure II.4: Risque à Prendre en Compte Lors de la Construction( Freeah 2006).*

La figure illustre différent type de dégâts causés à un bâtiment qui repose sur un sol sujet au gonflement ou au retrait. (Freeah 2006).

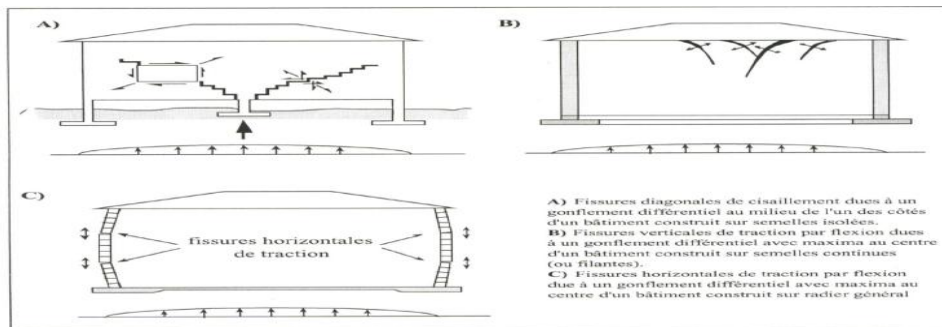


Figure II.5 : Formes et Directions de Fissuration, (Mouroux et al, 1988).

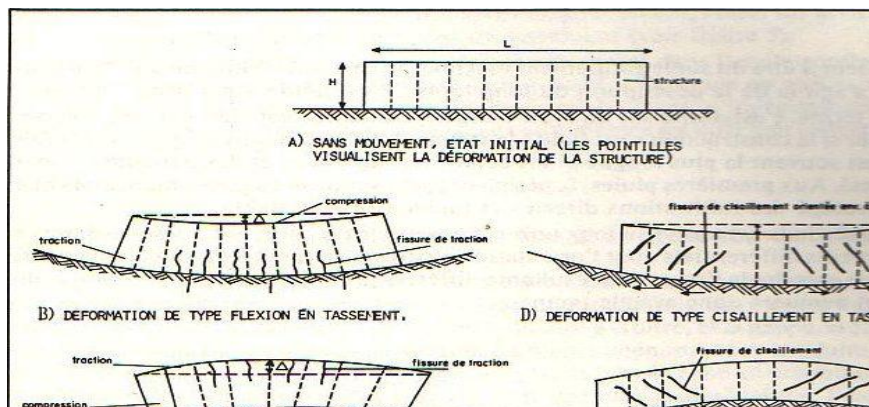


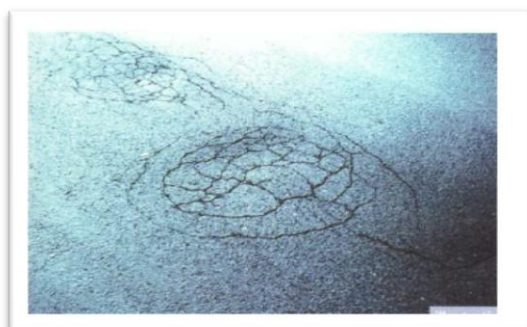
Figure II.6 : Formes de Dégâts Sur des Bâtiments Reposant Sur des Terrains Gonflants (Freeah 2006). (Mouroux et al, 1988).

Cas des chaussées :

Le gonflement peut provoquer des désordres importants à la structure de la chaussée.

Ce phénomène est causé par des variations de teneur en eau du sous sol .d'après Jennings

(1962) il peut être attribue au climat et a la surcharge. D'autres auteurs signalent que sur les routes d'importance moyenne en Grèce malgré le renouvellement d'asphalte il ya apparition de divers type de fissures. Les désordres subits par la chaussée se résument (Freeah 2006). Voir les figures (7 , 8 ).



**II. 2. CINÉTIQUE DE GONFLEMENT :**

A l'état initial, les argiles sont en équilibre, mais dès qu'elles sont soumises à des sollicitations mécaniques et/ou hydriques leurs structures subissent un changement qui peut être visible en surface. Le suivi de la déformation des argiles gonflantes en fonction du temps est caractérisé par deux phases distinctes comme la montre la **Figure II.9**, à savoir la phase du gonflement primaire et la phase du gonflement secondaire. La plus grande déformation se produit dans la première phase, cependant, leur stabilisation se produit dans la phase secondaire.

Les feuillets sont caractérisés par leur surface spécifique, leur capacité d'échange cationique et leur densité de charge surfacique.

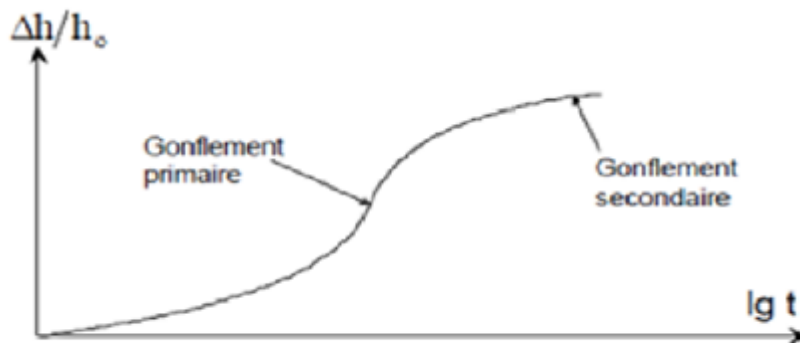
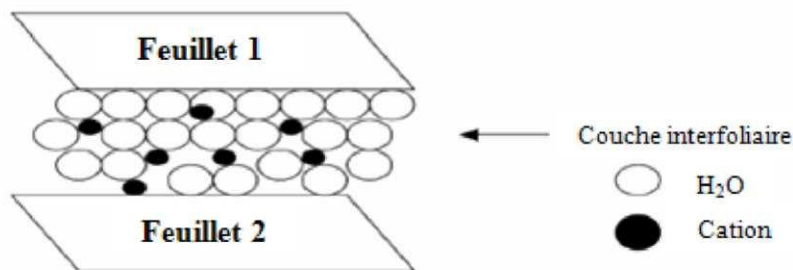


Figure II. 9 Courbe de gonflement en fonction du temps.

L'espace qui se trouve entre les feuillets est appelé l'espace interfoliaire (Fig. II.10), il peut être vide mais il contient le plus souvent des cations secs ou hydratés, des groupes hydroxylés ou des couches d'hydroxydes (Caillère et al, 1982). Un feuillet et son espace interfoliaire constituent l'unité structurale, qui aura donc différentes épaisseurs typiques, de 7 jusqu'à 31 Angstrôm selon le type d'argiles. S'il y a équilibre entre les charges, le feuillet est neutre. Ces derniers sont alors maintenus entre eux par des liaisons hydrogène ou des liaisons de Van der Waals.

Les feuillets 2/1 ayant subi des substitutions isomorphiques sont chargés négativement et ils ont tendance à se repousser mutuellement. La présence d'un cation compensateur en position interfoliaire induit des interactions attractives entre les deux feuillets adjacents, provoquant un rapprochement des feuillets 2/1 et donc une diminution de l'espace basal. Le cation interfoliaire peut être plus ou moins hydraté ou solvaté par des molécules polaires comme l'éthylène glycol ou le glycérol qui peuvent être intercalés dans l'espace interfoliaire.



*Figure II.10 : Représentation schématique de la couche interfoliaire dans le cas de cation interfoliaires hydratés.*

En effet, deux types de gonflement peuvent se produire au sein des matériaux argileux :

### **II.2.1. Gonflement inter particulaire :**

L'analyse minéralogique montre que certaines argiles, pour lesquelles les liaisons interfeuillets sont très faibles, ont la propriété de fixer les molécules d'eau entre deux feuillets voisins (c'est le cas de smectites telles que 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 interparticulaire ou interfoliaire (Didier, 1972 cité par Azouz, 2006). Il intervient à l'échelle la plus petite de la structure argileuse mais peut présenter une ampleur très importante.

**II.2.2. Gonflement intra particulaire :**

L'eau ne pénètre pas à l'intérieur des particules d'argiles. Le gonflement intraparticulaire, contrairement au gonflement interfoliaire, a une ampleur assez limitée, mais affecte toutes les argiles.

**II.3.MECANISME DE GONFLEMENT :**

Si la distance inter foliaire est supérieure à  $3 \text{ \AA}$  (dimension de la molécule d'eau), l'accès de l'eau est possible. Les forces d'attraction entre les feuillets sont alors affaiblies du fait de la présence d'eau, c'est cet affaiblissement qui donne aux feuillets d'argiles une tendance de s'éloigner les uns des autres, le résultat : c'est le gonflement.

Les mécanismes de gonflement des argiles ont fait l'objet de nombreuses hypothèses (Terzaghi 1948 et Bolt 1956) qui ont subdivisé le phénomène de gonflement en deux processus distincts, l'un mécanique et l'autre physico-chimique. Par ailleurs, certains auteurs (Van Olphen 1977 et Madsen 1989) considèrent que le gonflement des sols peut être assimilé à un processus d'hydratation des particules argileuses tel que :

Le gonflement par hydratation de surface, dans lequel il faut distinguer la surface de la particule argileuse de celle du feuillet argileux. Au cours du gonflement intermicellaire, l'eau pénètre entre les particules, et quand l'eau pénètre entre les feuillets on parle de gonflement intramicellaire.

Le gonflement par hydratation osmotique qui se produit par le développement de la double couche ionique.

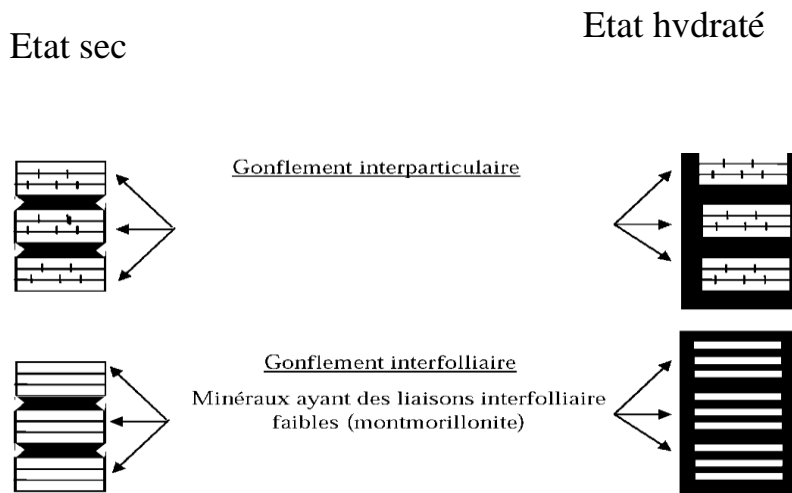
Ces deux mécanismes distincts peuvent interférer entre eux au cours du processus d'hydratation et donner lieu à deux types de gonflement de différentes intensités (Gillot 1968.1987 et Popésen 1986). Il s'agit du gonflement interparticulaire et du gonflement intraparticulaire ou interfoliaire

Le gonflement interparticulaire résulte de l'apport d'eau supplémentaire en écartant les plaquettes (assemblage de feuillets) les unes des autres. Sa réaction est lente (peut durer des années, même lorsque la succion devient nulle). Tandis que le gonflement interfoliaire résulte de la cassure des faibles liaisons entre les feuillets, des particules d'argile, et permettant ainsi l'acquisition d'eau au sein de la structure des particules, quoique ce gonflement est assez rapide, dont l'amplitude est en revanche très notable (Bouزيد 1997). (Figure II.11 ).

Certains auteurs (Madsen et al. 1989) parlent aussi de gonflement intracristallin et intercristallin :

Le gonflement intracristallin est une caractéristique des minéraux type montmorillonite. Dans ce cas de gonflement, l'eau pénètre, non seulement entre les cristaux, mais aussi entre les couches individuelles qui forment le cristal.

Le gonflement intercrystallin peut affecter tous les types des minéraux argileux, ce gonflement est engendré par relâchement des tensions capillaires après mouillage d'un sol non saturé.



**Figure II.11:** Mécanismes de gonflement des argiles par hydratation. (cité par Bouzid1997).

#### **II.4. PRINCIPALES CAUSES DU GONFLEMENT :**

La recherche bibliographique a permis de mettre en évidence quatre principaux phénomènes expliquant les causes du gonflement :

- Hydratation par adsorption,
- Hydratation par osmose,
- Hydratation par capillarité,
- Transformations chimiques.

##### **II.4.1 Hydratation par adsorption:**

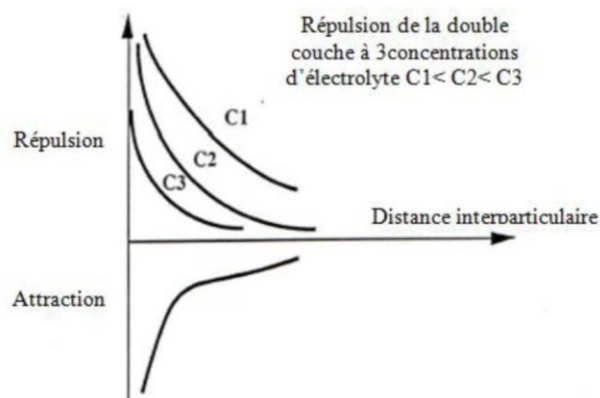
- Les argiles sont principalement caractérisées par un déséquilibre électrique dû à une substitution isomorphe de cations dans la structure octaédrique des feuillets. Il en résulte alors la formation de la double couche diffuse due à la fixation des cations échangeables qui s'installent à la surface des feuillets du fait des forces électrostatiques qui sont les suivantes .

**II.4.1.1. Forces d'attractions :**

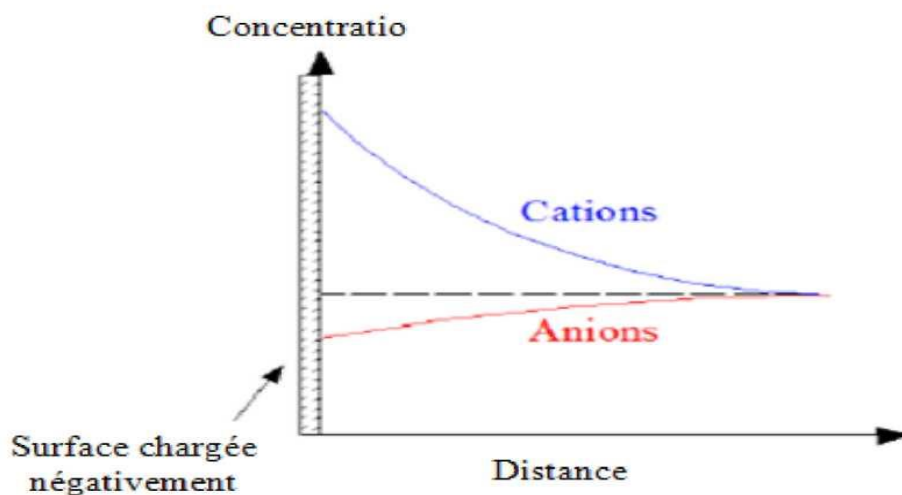
- Généralement causées par les forces de Van Der Waals entre les feuillets voisins.

**II.4.1.2. Forces de répulsion :**

- Ayant plusieurs composantes (interaction des doubles couches associées aux deux feuillets, énergie d'hydratation des cations compensateurs).
- Ces deux forces décroissent rapidement avec la distance inter particulaire. Quant à la force de répulsion, elle diminue également avec l'augmentation de la concentration en électrolytes (Figure. II.12 ).
- Les variations de concentrations en cations et en anions dans la double couche diffuse sont présentées sur la figure (II.13 ). A proximité de la surface chargée, la concentration en cations est plus élevée que celle en anions.



**Figure II.12 :** Forces électrostatique dans la double couche.



**Figure II.13 :** Répartition des ions autour de la particule chargée.

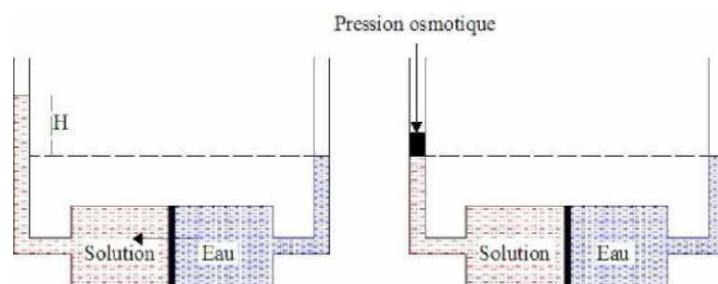
- Theng, affirme que le gonflement est d'autant plus élevé que les potentialités de développement des doubles couches sont importantes. Cette double couche dépend de la nature des minéraux argileux et des cations compensateurs.

Les cations sont liés aux feuillets par des forces de nature électrostatique et possèdent la propriété d'être échangeables. Cette facilité d'échange sera aussi un facteur influant sur le gonflement.

- Le classement général admis est le suivant M. Iltis, .
- $\text{Li}^+ \text{Na}^+ \text{NH}_4^+ \text{K}^+ \text{Mg}^{2+} \text{Ca}^{2+} \text{Al}^{3+}$ .
- D'après cette série, le lithium est le plus facile à remplacer alors que l'aluminium est le plus difficile.

#### II.4. 2 Hydratation par osmose :

- Lorsqu'une solution saline est séparée de l'eau pure par une membrane semi-perméable idéale (permettant uniquement le passage des molécules d'eau mais non des substances dissoutes), l'eau pure a alors tendance à traverser la membrane pour diminuer la concentration de la solution. Ce phénomène est appelé osmose. La pression qu'il faut appliquer pour empêcher l'arrivée de l'eau dans la solution saline est nommée la pression osmotique (Figure. II.14).



**Figure. II.14:** Phénomène osmotique idéal .

Si la concentration de l'eau libre est inférieure à la concentration de l'eau de la double couche, il en résulte alors une migration des molécules d'eau des pores larges vers les particules argileuses entraînant l'augmentation de la distance inter feuillet.

A contrario, il en résulte une pression osmotique d'attraction entraînant la contraction du matériau argileux.

Le phénomène d'hydratation par osmose permet d'expliquer le fait que lorsque la salinité de la solution d'hydratation augmente, le matériau argileux gonfle moins X.

(Daupley, R.C.K. Wong et E.Z. WANG et R.P. Steiger).

### **II.4.3 hydratation par capillarité :**

- La capillarité est une caractéristique des matériaux non saturés de faible porosité. Elle se traduit par une extension dans la phase liquide lors de la saturation ou par une contraction lors de la désaturation.
- La saturation des matériaux fins après une phase de drainage peut entraîner le piégeage de l'air par l'eau à l'intérieur du réseau poreux. Ce mécanisme peut engendrer la compression de l'air responsable de la dégradation ou de la fragmentation des matériaux argileux (T.R. Harper T.R., G.L. Schmitt, T. Forsans, et J. Santarelli, E.M. Van Eeckhout. M. Brignoli et F.J. Santarelli) La capillarité dépend du phénomène d'adsorption, le film d'eau adsorbé diminue l'espace poreux et modifie par la suite la capillarité.
- Dans l'hypothèse de pores cylindriques, la pression capillaire  $P_c$  est déterminée par la loi de Jurin

$$P_c = u_0 - u_w = \frac{2 \cdot \sigma \cdot \cos \theta}{r_c} \quad (1)$$

- $u_a$  et  $u_w$  sont respectivement les pressions d'air et d'eau,  $\sigma$  est la tension de surface eau air et  $\theta$  est l'angle de raccordement entre le ménisque et le solide.
- Cette relation implique qu'au niveau du ménisque, plus  $r$  est petit, plus la pression d'eau est inférieure à la pression d'air. Comme en mécanique des sols ou des roches, la pression atmosphérique étant nulle, il s'ensuit que la pression de l'eau à proximité du ménisque est négative.
- Plusieurs facteurs affectent la capillarité des milieux poreux :
- La dimension et la distribution des pores,
- Les fluides et solides impliqués et l'histoire de saturation.
- Couramment, les phénomènes capillaires et osmotiques sont réunis sous le nom de succion totale<sup>^</sup>. Elle est égale à la somme de la succion matricielle due à l'hydratation par

capillarité avec la succion osmotique  $\psi_o$  due à la différence de concentration en sel entre deux points de la matrice solide :

$$\psi_t = \psi_m \quad (2)$$

• La succion totale peut également être définie par une des relations fondamentales de la thermodynamique : la loi de Kelvin qui suppose que le matériau soit inerte vis à vis de l'eau. Elle est exprimée de la manière suivante :

$$\psi_t = \frac{RT}{V_m} \ln(a_s) \quad (3)$$

- La loi de Kelvin nous amène à supposer que le gonflement des billes de verre de petit diamètre est régi par le même phénomène que le gonflement d'un sol argileux.
- En résumé, l'attraction de l'eau par un matériau argileux non saturé ne se réduit pas simplement à l'action de la succion totale ou interviennent également les actions d'adsorption physico-chimiques.
- Santos et al, ont exposé deux échantillons d'argilite initialement séchés à l'eau et à l'huile. L'échantillon mis en contact avec de l'eau est altéré. Malgré le fait que l'huile se soit infiltrée dans le deuxième échantillon, ce dernier n'a pas réagi. Les auteurs ont attribué ce phénomène aux interactions physico-chimiques primordiales dans les milieux argileux et non à l'effet de la capillarité.

#### **II.4. 4. transformations chimiques :**

- Trois types de transformations chimiques se distinguent principalement :
- La transformation de l'anhydrite en gypse,
- L'oxydation de la pyrite,
- La dissolution des carbonates dans l'eau.
- La transformation de l'anhydrite ( $\text{CaSO}_4$ ) en gypse ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ) se produit sous certaines conditions de pression, de température et de teneur en eau et s'accompagne d'une variation de volume spécifique .

Cette évolution se produit sous certaines conditions de pression, de température et de teneur en eau (Sahores, 1962)..

$$\left| \varepsilon_{vol} = -\frac{\Delta V}{V} = -\frac{74 - (46 + 36)}{82} 100 = 9,6\% \right. \quad (5)$$

$$\varepsilon_{vol} = -\frac{\Delta V}{V} = -\frac{74 - 46}{46} 100 = -61\% \quad (6)$$

### **II.5. LES PARAMETRES MOTEUR DU GONFLEMENT :**

Le phénomène de gonflement dépend de plusieurs paramètres, la raison pour laquelle ce phénomène est difficile à mesurer. Cependant un nombre de paramètres sont fortement influant sur le retrait-gonflement tels que la minéralogie, la structure argileuse et les paramètres d'états.

#### **II.5.1. La minéralogie :**

La minéralogie des argiles peut être exprimée par plusieurs paramètres qui renseignent sur la quantité et la qualité des minéraux argileux gonflants constituant le sol étudié. Ces paramètres peuvent être issus des essais d'identification tel que : les limites d'Atterberg, les limites de retrait, les valeurs de bleu de méthylène ou/et des essais de gonflement tel que : le coefficient de gonflement. La minéralogie est le facteur essentiel du gonflement, son effet est constant et il apparait clairement après un certain nombre de cycles de chargement déchargement (Geremew, 2009) ou de séchage humidification (Nowamooz, 2006) ; c-à-d après avoir éliminé l'effet de l'état initial, du chargement in situ et de la structure du sol.

#### **II.5.2. La structure argileuse :**

La disposition des feuillets des minéraux argileux et non argileux a une grande influence sur le potentiel de gonflement. La présence des vides et leurs distributions, et la répartition des minéraux très gonflants influent considérablement sur le potentiel de gonflement d'une argile. Le type de sédimentation des particules fines (rapide ou lente) et la morphologie des minéraux peuvent être observés à partir des images au MEB.

$$\varepsilon_{vol} = -\frac{\Delta V}{V} = -\frac{74 - 46}{46} 100 = -61\%$$

### **II.5.3. Les paramètres d'état :**

Une argile gonflante peut être identifiée dans deux états : l'état dense (rétréci) désaturé et l'état gonflé saturé. Dans ces deux cas, les paramètres d'état sont différents et les résultats d'essais de gonflement sont aussi différents ; dans l'état dense l'argile présente des tendances au gonflement et le potentiel de gonflement est très élevé. Dans l'état gonflé ; l'argile n'a plus de tendance au gonflement, le taux et la pression de gonflement sont faibles et l'application de la moindre charge engendre des tassements.

Les minéraux gonflants attirent des quantités importantes d'eau dès leurs mise en contact. Ce qui engendre un équilibre chimique dans le sol, cet équilibre est basé sur la création des liaisons entre les feuillets argileux de charges négatives et les particules d'eau de charges positives. Ces liaisons se dissocient par une application d'un chargement ou un séchage à l'air sec.

Lors d'un chargement, le sol subit des tassements ou des effondrements selon le degré de saturation et lors d'un déchargement dans un milieu saturé, le sol gonfle de nouveau jusqu'à son expansion maximale. La déformation après déchargement est exprimée par l'indice de gonflement  $C_g$  (%).

### **II.6.LES PARAMETRES INFLUANT SUR LE GONFLEMENT :**

Le gonflement des argiles est le résultat d'une combinaison de plusieurs facteurs liés à la nature de l'argile ainsi à son état initial, l'importance du potentiel de gonflement dépend de l'impact de ces facteurs dans le sol argileux. Parmi ces facteurs nous avons :

#### **II.6.1. L'état initial du sol :**

Durant ces dernières années, plusieurs auteurs ont traité l'influence de la teneur en eau et de la densité sèche sur les caractéristiques de gonflement ( $P_g$  et  $A_g$ ) des argiles gonflantes en particulier celles de la bentonite compactée (Gens & Alonso, 1992; Cui et al, 2002 ; Sánchez & al, 2005). L'effet des deux paramètres a été étudié séparément.

##### **II.6.1.1. La teneur en eau initiale :**

L'état hydrique dans le sol argileux est représenté par la teneur en eau initiale, son influence sur le gonflement dépend des caractéristiques du sol et des conditions de l'essai. A volume constant, la pression de gonflement est indépendante de la teneur en eau initiale (Aboushook, 1984 ; Sridharan et al 1986 ; Edil & Alanazy, 1992 ; Komine & Ogata, 1992 et 1994 et Guiras-Skandaji, 1996). Pour les essais de gonflement libre ou sous différentes charges, le potentiel et la pression de gonflement varient avec la teneur en eau initiale (Barden

et al., 1969 ; Karalis, 1977 ; Gromko,1974 ; Sridharan et al., 1986 ; Edil & Alanazy ,1992 ; Komine & Ogata,1994 ; Saiyouri,1996 ; Guiras-Skandaji, 1996 ; Hachichi & Fleureau, 1999, Tripathy & al., 2002 et Carof 2002).

### **II.6.1.2. la densité sèche :**

Tous les auteurs indiquent que les paramètres de gonflement sont proportionnels à la densité sèche du sol. La pression et l'amplitude augmentent pour des densités sèches importantes, en fixant les autres conditions d'essai.

la classification de la densité sèche Selon TERZAGHI est représenté dans le tableau suivant (II. 1) :

<b>Tableau II.1 :Classification de la densité sèche selon TERZAGHI</b>	
<b><math>\gamma_d</math> (t/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Appréciation</b>
<1.6	Faible
1.6 – 1.8	Moyenne
>1.8	Dense

### **II.6.2. La minéralogie :**

Ce facteur est très important pour déterminer le gonflement d'un sol. La quantité et le type d'argile gonflante du sol seront d'autant plus marqués que le pourcentage de minéraux expansifs (montmorillonite) sera élevé (Komine & Ogata, 1994 ; Tabani, 1999 et Xu et al., 2003).

### **II.6.3. La température :**

Les minéraux argileux les plus sensibles à la température sont les argiles gonflantes (smectites) qui se transforment dès 50° C en interstratifiés illite-smectite. En effet, la couche de base de cette argile est identique à celle des illites (3 feuillets Si-Al-Si), mais le lien entre les couches successives est assuré par l'eau en quantité variable. Les faibles liens retenant cette eau entre les couches favorisent la déshydratation sous des températures modérées (Boucly-Norotte, 1991).

On assiste fréquemment à une transformation progressive en illite, pour autant que la teneur en K soit suffisante pour créer un lien inter-couche typique de ce minéral. Cette transformation entraîne des changements de composition des eaux interstitielles et un effondrement de la texture. Ce dernier est contrarié par l'imperméabilité des argiles.

**II.7.METHODES D'ESTIMATION DU POTENTIEL DE GONFLEMENT :**

Dans Ce chapitre on introduit un bref aperçu des méthodes de prédiction de gonflement couramment utilisées dans la pratique de l'ingénieur. Ces méthodes ont d'abord été développées dans la fin des années 1950, et son origine est une suite des méthodes utilisées pour estimer le changement de volume du à des lois dans les sols saturés en utilisant les résultats oedométriques unidimensionnel (consolidation). Les méthodes de prévision de gonflement ont été améliorées en permanence avec la progression de la connaissance et la compréhension du comportement des sols non saturés. Taylor (1948) a proposé un règlement descriptif d'un modèle mathématique d'une couche de sol gonflante saturée. Le terme «Pression de gonflement» a été inventé et défini par Palit en 1953, comme la pression dans un essai oedométrique nécessaire pour éviter à un échantillon du sol de gonfler après avoir été saturé. Jennings & Knight (1957) a d'abord proposé l'extension de la loi de la théorie de prédiction en utilisant des essais oedométriques. Salas & Serratos (1957) ont présenté le modèle oedométrique de prédiction de gonflement en fonction de la pression logarithmique, et constitué la "pression de gonflement" d'un sol dans une équation. Leurs équation est de la même forme que celle présentée par Taylor en 1948. Aitchison (1973) a été l'un des premiers pionniers à proposer une méthode de calcul de l'humidité liée aux mouvements du sol en tenant compte de la variation de pression d'eau interstitielle . Fredlund et al. Il existe plusieurs techniques ou procédures utilisées dans la géotechnique pour estimer la pression de gonflement, le taux de gonflement et le gonflement unidimensionnel (1-D) dans les sols gonflants. Ces méthodes peuvent être divisées en trois catégories principales : (I) les méthodes empiriques, (II) les méthodes d'essai oedométriques, et (III) méthodes de succion du sol. Ce chapitre traite uniquement les méthodes empiriques et les méthodes d'essai oedométrique.

**II.7.1. Méthodes empiriques** : Les méthodes empiriques utilisent des paramètres de classification des sols pour prédire le comportement des sols gonflants. Ces méthodes sont développées sur la base des données limitées recueillies sur des sols locaux ou les sols de certaines régions.

**II.7.1.1. Méthode de Seed et Al. (1962)** : Seed et al. (1962) ont proposé une méthode d'estimation du taux de gonflement sur des sols compactés en se référant à la teneur en argile du sol et à l'activité corrigée du matériau (  $A_{cor} = I_p / F_2 - 10$  ) (Fig. II.15)

$F_2$  : Fraction argileuse

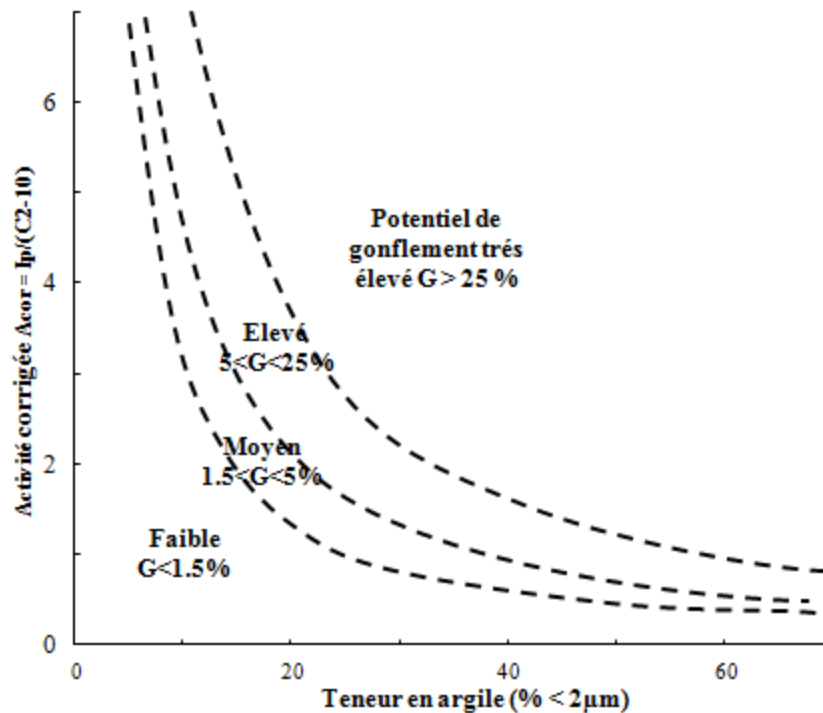


Figure II.15. Classification proposée par Seed et al. (1962).

Le Taux de gonflement  $G$  des argiles (MOBAREK, 2004) égale à :  $G = 21 \cdot 10^{-5} I_p^{2.24}$

Pour des sols contenant entre 8% et 65% d'argile, Seed et Al. (1962) proposent la classification donnée dans le Tableau II.1 qui relie le taux de gonflement libre ( $\xi$ ) à l'indice de plasticité.

Tableau II.2. Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité (Seed et al.2, 1962).

$I_p$	$\varepsilon_g$ (%)	Potentiel de gonflement
0 - 10	0 - 1,5	Faible
10 - 20	1,5 - 5	Moyen
20 - 35	5 - 25	Élevé
$\triangleright 35$	$\triangleright 25$	Très élevé

### II.7.1.2. Méthode de Chen (1988)

Chen (1988) a proposé deux classifications pour l'estimation de potentiel du gonflement, une est fondée sur la limite de liquidité et le pourcentage des particules dont le diamètre est inférieur à 74  $\mu\text{m}$  (Tableau II. 3)

Tableau II.3. Potentiel de gonflement d'après Chen (1988).

% < 74 $\mu\text{m}$	WL (%)	Potentiel de gonflement
>95	>60	Très élevé
60-95	40-60	Élevé
30-60	30-40	Moyen
<30	<30	Faible

### II.7.1.3. Méthode de Vijayvergiya et Ghazzaly (1973)

Tout comme Komornik & David (1969), ces auteurs ont constaté que la ligne « A » définie par Casagrande en 1948 dans le diagramme de plasticité et d'équation :  $I_p = 0.73(WL - 20)$  sépare les sols gonflants (au-dessus) des sols non gonflants (en dessous de la ligne A), Cependant une argile se situant au dessus de la ligne « A » n'est pas nécessairement gonflante (Fig. II.16), puisque des sols mous peuvent parfois y être classés.

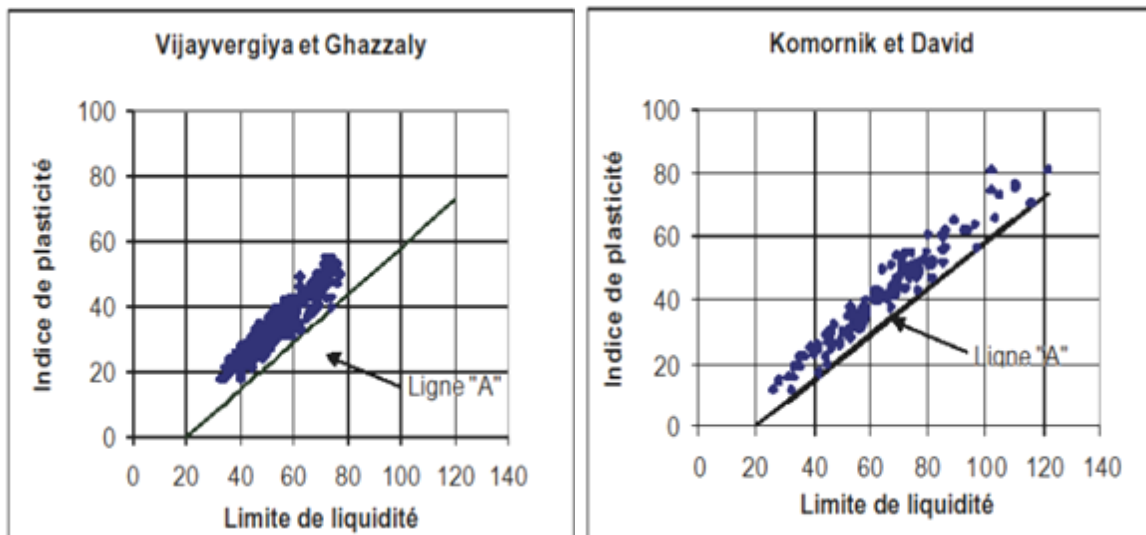


Figure II.16. Classification des sols gonflants de Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) et David Komornik (1969).

**II.7.1.4. Méthode de Williams et Donaldson (1980) :** Williams et Donaldson (1980) introduisent un nouveau facteur qui est l'activité. Ce dernier est défini comme étant le rapport de l'indice de plasticité sur le pourcentage de la fraction argileuse. L'abaque qu'ils proposent et qui est donnée sur la **figure II.17**, permet d'apprécier le potentiel de gonflement en fonction donc de l'activité, de la fraction argileuse et de l'indice de plasticité.

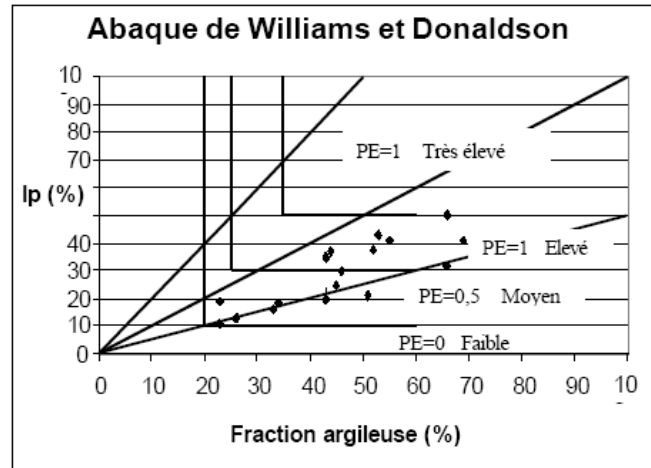


Figure II.17. Abaque de Williams et Donaldson (1980).

**II.7.1.5. Méthode de Dakshanamurthy et Raman (1973)** Ce sont aussi inspirés du diagramme de plasticité proposé par Casagrande, (1948) pour fournir une classification du niveau de gonflement. Le diagramme, qui comprend la ligne A de séparation des sols gonflants, est divisé en 6 zones le long de l'axe des abscisses qui représente  $W_L$  (Fig. II.18).

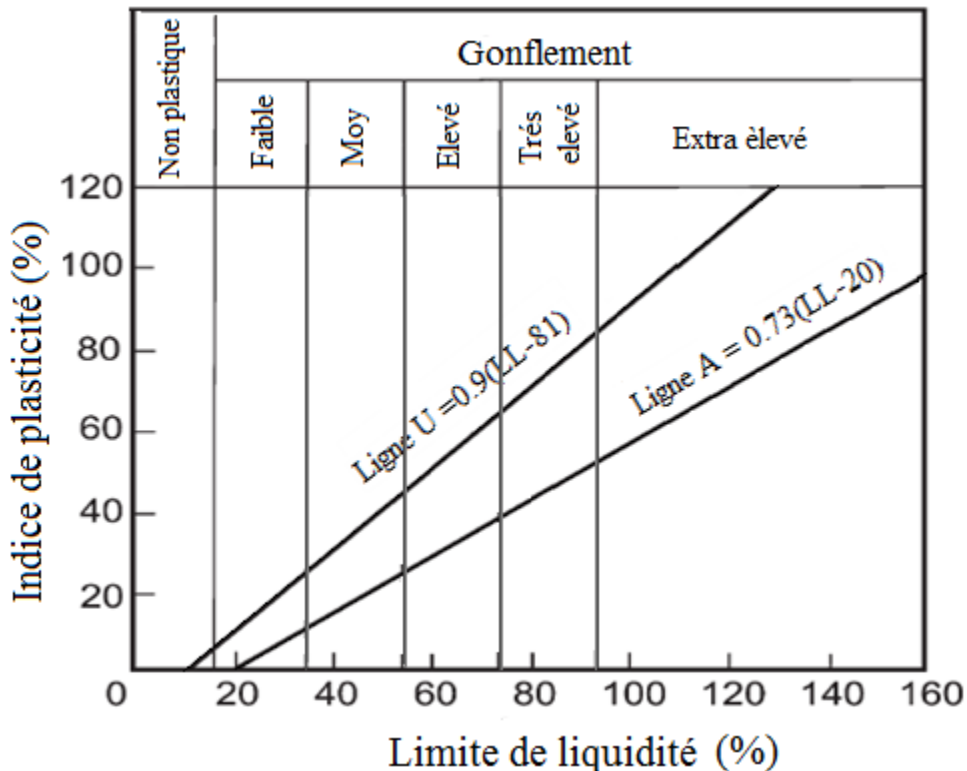


Figure II. 18 : Classification proposée par Dakshanamurthy et Raman, (1973).

**II.7.1.6 Méthode d'Altmeyer (1955) :**

Les sols argileux présentent un retrait volumique lors de l'évaporation de l'eau interstitielle. Le retrait volumique évolue de manière linéaire en fonction de la teneur en eau  $W$  jusqu'à une teneur en eau  $W_r$  définie comme la limite de retrait. A partir de cette limite, le sol perd de l'eau sans grande variation de volume, il se désature. La limite de retrait  $W_r$  et l'indice de retrait  $I_r$  apparaissent aussi comme des éléments fondamentaux pour l'étude des variations de volume des sols. Altmeyer (1955) a proposé une classification des sols en fonction de la limite de retrait (Tableau II. 4).

**II.7.1.7. Méthode de Ranganatham et Satyanarayana (1965)**

Pour ces deux auteurs le potentiel de gonflement est fonction seulement de l'indice de retrait (Tableau II.4).

*Tableau II.4. Relation entre potentiel de gonflement et indice de retrait (Ranganatham et Satyanarayana, 1965).*

<b><math>I_r</math></b>	<b>Potentiel de gonflement</b>
0 - 20	Faible
20 - 30	Moyen
30 - 60	Fort
$\triangleright 60$	Très fort

Ces différentes méthodes sont les plus utilisées, mais il existe encore d'autres méthodes d'estimation ou de classification de potentiel de gonflement à partir des données initiales ou d'état des sols gonflants. Le Tableau II.4 résume une liste de plusieurs méthodes empiriques de la littérature.

Tableau II.5. Résumé de quelques méthodes d'estimation de potentiel de gonflement.

Référence	Critères	Remarques
Holtz et al (1959)	$F \leq 27m > 28$ ; $I_p > 35$ $W_r < 11$ (très élevé) $20 \leq F \leq 27m \leq 31$ ; $25 \leq I_p \leq 41$ , $7 \leq W_r \leq 12$ (élevé) $13 \leq F \leq 27m \leq 23$ ; $15 \leq I_p \leq 28$ ; $10 \leq W_r \leq 16$ (moyen)	Basée sur la fraction argileuse ( $F \leq 27m$ ), $I_p$ et $W_r$ .
Altmeyer (1955)	$R_l < 5$ , $W_r > 12$ , $PS < 0,5$ (non-critique) $5 \leq R_l \leq 8$ , $10 \leq W_r \leq 12$ , $0,5 \leq PS \leq 1,5$ (moyen) $R_l > 8$ , $W_r < 10$ ; $PS > 1,5$ (critique)	Basée sur $R_l$ , $W_r$ et $PS$ . Échantillon remanié ( $\gamma_{d \max}$ and $w_{opt}$ ). inondé sous une surcharge de 6,9 kPa.
Raman (1967)	$I_p > 32$ et $W_r > 40$ (très élevé) $23 \leq I_p \leq 32$ ; $30 \leq W_r \leq 40$ (élevé) $12 \leq I_p \leq 23$ ; $15 \leq W_r \leq 30$ (Moyen) $PI < 12$ and $SI < 15$ (faible)	Basée sur $I_p$ et $W_r$ .
Uniform Building Code (1968)	$I_g > 130$ (Très élevé) $91 \leq I_g \leq 130$ (élevé) $51 \leq I_g \leq 90$ (moyen) $21 \leq I_g \leq 50$ (faible), et $0 \leq I_g \leq 20$ (très faible)	Basée sur l'essai oedométrique effectué sur des échantillons compactés avec un degré de saturation qui atteint 50 % et une surcharge de 6,9 kPa
Snethen (1984)	$W_l > 60$ , $I_p > 35$ ; $\tau_{nat} > 4$ ; $SP > 1,5$ (élevé) $30 \leq W_l \leq 60$ ; $25 \leq I_p \leq 35$ , $1,5 \leq \tau_{nat} \leq 4$ et $0,5 \leq SP \leq 1,5$ (Moyen) $W_l < 30$ , $I_p < 25$ ; $\tau_{nat} < 1,5$ , $SP < 0,5$ (Faible)	PS est représentatif des conditions d'état, peut être utilisé sans $\tau_{nat}$ , mais la précision sera réduite.
McKeen (1992)	voir Figure II 19	Basée sur la mesure de succion et la teneur en eau naturelle

Chen (1988)	$I_p \geq 35$ (très élevé) $20 \leq I_p \leq 55$ (élevé) $10 \leq I_p \leq 35$ (moyen) et $I_p \leq 15$ (faible)	Basée sur $I_p$ .
$F < 2\bar{r}_m$ : pourcentage d'élément fin inférieur à $< 0.002\text{mm}$ , % ( $[w_n - W_p]/I_p$ ). $W_l$ = limite de liquidité (%). $W_p$ : Limite de plasticité (%). $L_{lw}$ : limite de liquidité pondérée, %. $R_l$ : retrait linéaire (%). $I_p$ : Indice de plasticité (%). $\gamma_{dmax}$ : densité humide maximale. $I_g$ : indice de gonflement = $100 \times \text{pourcentage de gonflement} \times \text{fraction passée par le tamis de diamètre } 4 \text{ mm}$ . $PS$ : gonflement estimé (%). $q$ = surcharge. (SI) $I_r$ : Indice de retrait en %. $W_r$ : Limite de retrait (%) (limite inférieur de changement de volume). $SP$ : potentiel de gonflement. $W_n$ : teneur en eau naturelle (%). $\tau_{nat}$ : succion naturelle des sols en tsf.		

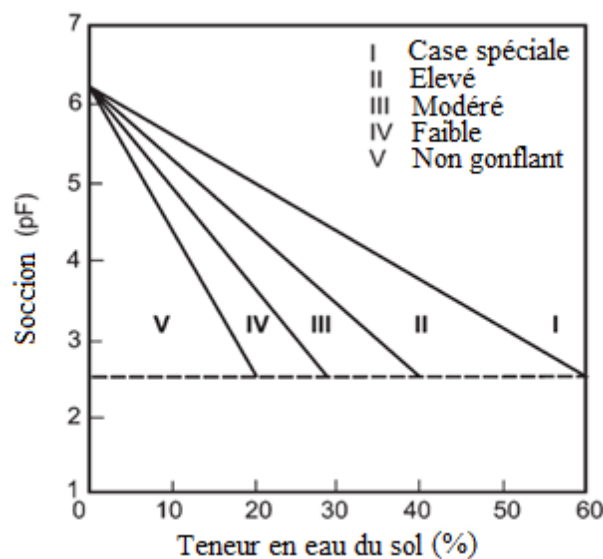


Figure II. 19. Classification proposée par McKeen (1992).

L'estimation donnée par les méthodes précédentes ne sont pas suffisantes pour la caractérisation des sols gonflants et le calcul génie civil nécessite des valeurs sur les quelles un calcul peut se baser.

Les auteurs ont été nombreux à travailler sur les équations empiriques afin de pouvoir donner des valeurs pour les paramètres de gonflement ( $P_g$  et  $A_g$ ) à partir des essais de simple réalisation comme les limites d'Atterberg, limite de retrait, le pourcentage de la fraction argileuse ( $< 2 \mu\text{m}$ ) et qui informe sur l'état initial des échantillons, exemple de la teneur en eau, et la densité. Ces méthodes sont aussi appelées méthodes indirectes.

**II.8 CARACTERISATION OANTITATIVE DU GONFLEMENT :**

La plupart des méthodes de détermination des paramètres caractéristiques de gonflement se font en laboratoire bien que certains auteurs (Mariotti, 1976 ; Ofer & Blight, 1985 ; Magnan, 1993) aient réalisé des essais in situ. Ces derniers sont coûteux et souvent très longs. Les méthodes de mesure basées sur des tests oedométriques dans laboratoire sont aussi largement utilisées par rapport aux autres méthodes. Il faut dire ; que dans la littérature, il existe plusieurs procédures de mesure des paramètres de gonflement des sols (pression et amplitude). Cette variété de méthodes traduit la complexité du phénomène.

L'appareil oedométrique est l'outil principal utilisé pour la mesure des paramètres car l'état qui règne dans le moule oedométrique est proche de l'état du sol in situ.

**II.8.1. Les paramètres de gonflement**

Il s'agit en fait de trois paramètres tendant à caractériser le phénomène de gonflement D'une manière générale, les paramètres sont :

- **Le potentiel de gonflement :** Ce paramètre exprime le taux de gonflement en pourcentage d'une argile ,c'est-à-dire le pourcentage de son expansion par rapport à son volume initial .Pour que ce paramètre puisse caractériser le gonflement du sol d'une manière assez déterminante , les chercheurs tels que Seed et al (1962) considèrent qu'un sol est de faible gonflement si le taux de son expansion n'excède pas 1.5 % de son volume initial ; il est qualifié d'un gonflement moyen si ce taux est compris entre 1.5 et 5% ; le sol est d'un gonflement élevé ou très élevé ,si son taux d'expansion est respectivement compris entre 5 et 25 % ou excède les 25 % de son volume initial .
- **La pression de gonflement (  $P_g$  ) :** est un paramètre très important dans l'évaluation du phénomène C'est la pression que le sol expansif exerce lorsque son gonflement est empêché. La notion de la pression de gonflement est purement expérimentale.
- **Le coefficient de gonflement ( $C_g$ ) :** Ce coefficient déterminé sur la courbe de gonflement (déchargement), mesure l'intensité de gonflement .D'une manière globale le gonflement est considéré comme faible lorsque  $C_g$  est inférieur à 4 % , il fort pour un  $C_g$  compris entre 5 et 7 % et au delà de cette valeur le gonflement des argiles est très élevé .

II.8.2. Essai oedométrique :

Les procédures d'essais de gonflement tirent leurs diversités de la complexité du phénomène analysé, des nombreuses variétés de matériaux gonflant et d'une longue pratique empirique.

Une approche macroscopique est adoptée dans la pratique quotidienne dont l'évolution historique a fait émerger deux notions courantes que sont la pression du gonflement libre et potentiel du gonflement.

La méthode du gonflement libre conduit à une valeur élevée de la pression du gonflement, la méthode des essais en parallèle a une valeur basse et la méthode du gonflement à volume constant à une valeur intermédiaire.

II.8.2.1. Essai de compressibilité :

Les courbes de compressibilité sont représentées dans un diagramme  $\Delta e - \text{Log}(\sigma)$  en reliant les points ( $e_i$ ,  $\sigma_i$ ),  $e_i$  étant l'indice des vides atteint en fin de palier de chargement ou de déchargement sous la charge  $i$  ; la *figure (II.20)* illustre l'allure d'une courbe de compressibilité  $e_i = f(\sigma_i)$ . La courbe de chargement se présente, en général, en trois parties : une partie droite avec une faible pente suivie d'une partie courbe, puis d'une nouvelle droite possédant une pente beaucoup plus accentuée.

étermination de la contrainte de pré consolidation notée  $\sigma_{P'}$  se fait graphiquement : soit par la méthode de *Casagrande* ou alors par le point d'intersection des deux pentes de la courbe de compressibilité.

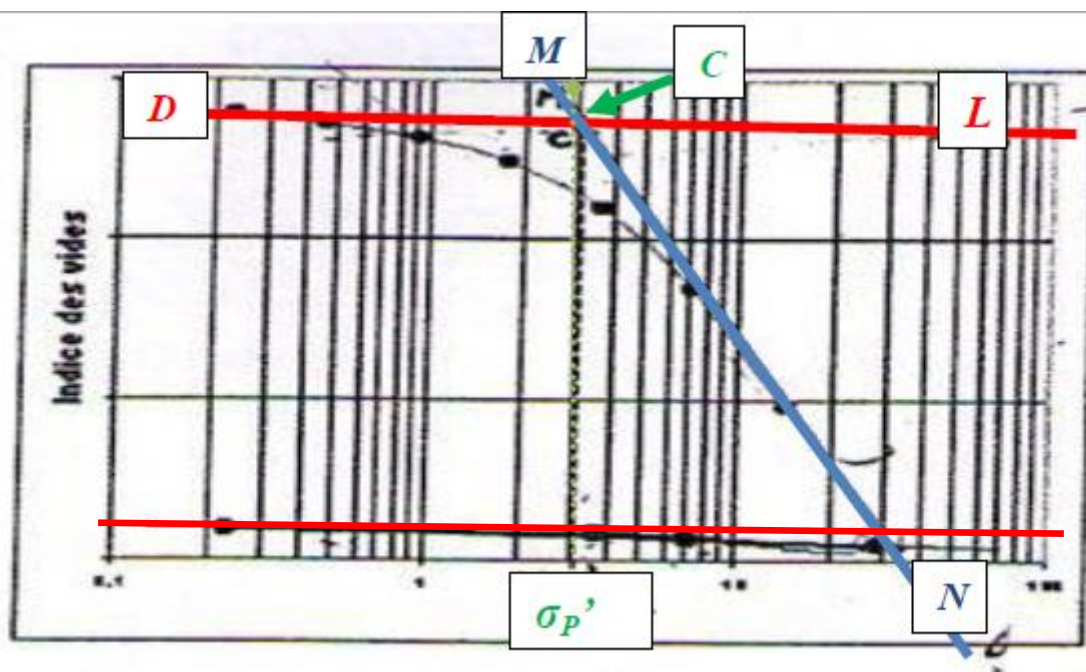


Figure II.20: Détermination graphique de  $\sigma_{P'}$ .

➤ **Indice de compression et de gonflement :**

- Par définition, l'indice de compression, noté  $C_c$ , est la pente de la droite  $MN$  qui linéarise la partie droite assez rectiligne et de pente plus accentuée. L'expression de cette pente est donnée par la relation suivante :

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta(\text{Log}\sigma')} \Big|_{MN}$$

**Tableau II.6 : Classification de gonflement selon TERZAGHI**

$C_c$ (%)	Appréciation
<0.02	Incompressible
0.02 - 0.05	Très peu compressible
0.05 - 0.1	Peu compressible
0.1 - 0.2	Moyennement compressible
0.2 - 0.3	Assez compressible
0.3 - 0.5	Très compressible
>0.5	Extrêmement compressible

*D'après TERZAGHI*

- par définition , L'indice de gonflement  $C_g$  est la pente de la droite  $DL$  parallèle à la droite  $AB$  de la figure II.21 ( $AB$  représente la pente moyenne de la boucle de déchargement-rechargement). son expression est donnée par la relation suivante :

$$C_g = \frac{-\Delta e}{\Delta(\text{Log}\sigma')} \Big|_{DL}$$

**Tableau II.7 :Classification du gonflement selon SONGLERAT**

$C_g$ (%)	Appréciation
0.04 - 0.25	Gonflant
0.02 - 0.04	Peu gonflant

*D'après SANGLERAT*

**GONFLEMENT :**

Si  $C_g < 0.005$  : le sol est dit non gonflant.

Si  $C_g > 0.005$  : le sol est dit peu gonflant.

**II.8.2.1.1. Caractéristiques obtenues à l'oedomètre**

L'essai oedométrique permet de déterminer les paramètres de compressibilité : indice de compression, indice de gonflement et la contrainte de pré consolidation. Il permet également de suivre l'évolution de l'indice des vides et du tassement du sol au cours des cycles de chargement déchargement que subit l'échantillon.

**II.8.2.1.1.1. Indice des vides :**

L'indice des vides peut être calculé par deux méthodes, l'une nécessite la connaissance du poids volumique des grains solides et l'autre est basée sur la connaissance du poids volumique de l'échantillon sec et du poids volumique initial humide de l'éprouvette.

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

Avec :

H : hauteur de l'échantillon au moment considéré.

h<sub>p</sub> : hauteur équivalente du solide ou hauteur des grains solides (hauteur de la matière tout vide exclus).

h : h<sub>0</sub> - Δh

(h<sub>p</sub> est donnée par la relation suivant :

$$h_p = \frac{w_s}{G \rho_w S}$$

Avec :

w<sub>s</sub> : Masse de l'échantillon sec,

ρ<sub>s</sub> : Masse volumique des grains solides;

h<sub>0</sub> : hauteur initiale de l'échantillon ;

ρ<sub>w</sub> : poids volumique de l'eau (1g/cm<sup>3</sup>);

G : la densité des grains solides ;

S: section droite de l'enceinte.

**II.8.2.2. Essai de Gonflement libre (ASTM D4546-95) :**

Le gonflement libre d'un élément de sol dont l'état initial est connu, est la déformation maximale que provoque l'imbibition de cet élément soumis à un état de contrainte nulle ou quasi nulle.

L'essai de gonflement est issu directement des procédures conventionnelles de l'essai oedométrique. Après montage dans la bague oedométrique. L'éprouvette est soumise à l'imbibition sous le poids du piston.

Dans l'essai de gonflement libre, l'échantillon, soumis à une faible pression correspondant au poids du piston et de pierre poreuse, est laissé en contact avec de l'eau. Puis, on ramène l'échantillon à sa taille initiale par paliers de chargement avec stabilisation des déformations sous chaque palier (Fig.II.21 ).

La pression de gonflement est définie comme la contrainte qu'il faut appliquer pour que l'échantillon retrouve sa taille initiale (Hardy, 1965 ; Sridharan, Rao et Sivapullaiah, 1986 cité par Kormi, 2003).

Après stabilisation du gonflement le chargement s'effectue par palier selon un taux de chargement approprié jusqu'à stabilisation des déformations sous chaque palier.

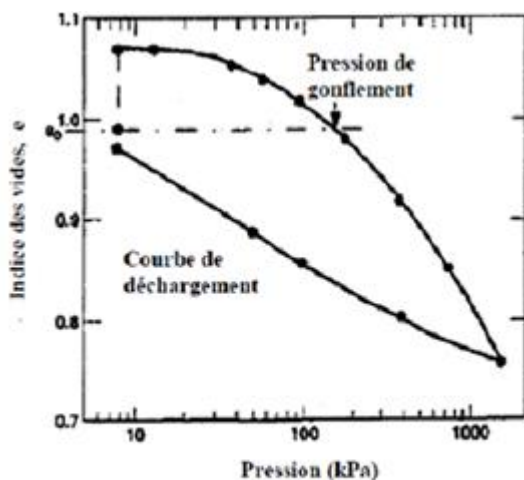


Figure II.21 Essai de gonflement libre (Fredlund, 1995).

Une forme modifiée de ce mode d'essai, introduite par Jennings et al (1973), a été décrite dans la norme ASTM D4546. Dans cet essai, on applique une pression correspondante à la pression verticale des terres au niveau de l'échantillon sur le terrain, puis on réalise un déchargement jusqu'à une faible valeur de pression de référence. L'éprouvette est ensuite soumise à l'imbibition. La pression de gonflement est définie comme la contrainte qu'il faut appliquer à l'échantillon pour le ramener à sa taille initiale.

Une autre forme modifiée de l'essai a été décrite dans la même norme ASTM D4546 (méthode B). Suivant cette procédure, l'échantillon est d'abord soumis à la pression correspondante à la pression in-situ ou à la pression qu'exercerait l'ouvrage à construire. Il est ensuite soumis à l'imbibition en maintenant la pression verticale constante. La pression permettant de ramener l'échantillon à sa taille initiale est définie comme la pression de gonflement.

Ces procédures ont été modifiées, Shanker, Rao & Swamy (1982) ont étendu la mesure de la pression de gonflement suivant la méthode des essais de gonflement libre aux (Black Cotton Clay) (Kormi, 2003). Suivant cette méthode, on prépare plusieurs échantillons, qui sont soumis par la suite à des essais de gonflement libre sous différents chargements ; la pression permettant de ramener l'échantillon à son volume initial est définie comme la pression de gonflement.

L'expérience montre que, pour ce type de sol la surcharge appliquée au départ n'influe pas sur la valeur de la pression de gonflement. Chen (1975), en réalisant des essais de gonflement à différentes pressions initiales, est arrivé à la même conclusion. Ceci est en contradiction avec le résultat de Justo et al. (1984), qui ont démontré l'influence de la pression appliquée, avant la mise en eau, sur la pression de gonflement.

### **CONCLUSION :**

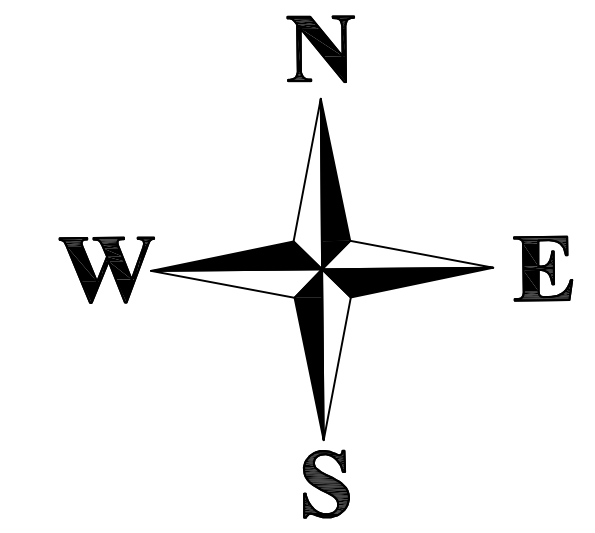
L'objectif des essais de laboratoire est de déterminer simplement mais rigoureusement les paramètres de gonflement représentatifs du comportement du terrain se développant autour de l'ouvrage.

Les méthodes mentionnées précédemment sont les plus répandues parmi les méthodes utilisées pour la caractérisation des sols gonflants en laboratoire. Cependant la méthode reflétant le potentiel de gonflement in situ est toujours recherchée. La diversité des méthodes empiriques et oedométriques reflète la complexité du phénomène de gonflement et la difficulté d'effectuer des mesures, et met en évidence les facteurs affectant le comportement de ce phénomène.

La caractérisation de gonflement ne doit pas se contenter d'une seule méthode d'estimation, mais de plusieurs méthodes afin d'avoir une idée sur le vrai comportement de chaque sol vis-à-vis des différentes sollicitations et l'influence de l'état initial.

A ce jour, il n'existe aucune méthode universelle pour la détermination des paramètres de gonflement. Les méthodes exposées dans ce chapitre sont des expressions empiriques établies sur des sols bien distincts.

Cette synthèse bibliographique montre que le phénomène de gonflement est très complexe vu la structure des argiles ainsi que le nombre de facteurs influant. Plusieurs études sont réalisées sur des sols gonflants intacts et remaniés dans l'objectif d'analyser ces facteurs. Cependant, ces études rencontrent des problèmes liés aux facteurs parasites non pris en considération, d'où la complexité de l'investigation et la nécessité de réaliser des études spécifiques pour chaque site gonflant. En Algérie, les sols gonflants sont très répandus mais très peu étudiés. Les conditions de gonflement sont présentes et beaucoup de cas pathologiques ont été signalés dans les quelques sites étudiés à l'exemple des sites de Tlemcen, Ain Timouchent, Beni Amrane, In Amenas, etc. Ces sites ont fait l'objet d'étude de Bekkouche et al, 2001, Bahar et Kenai, 2008, Derriche & Chikh-Lounis, 1998, Kebaili 1993, Tas, 1992, Hachichi et fleureau, 1999, etc.

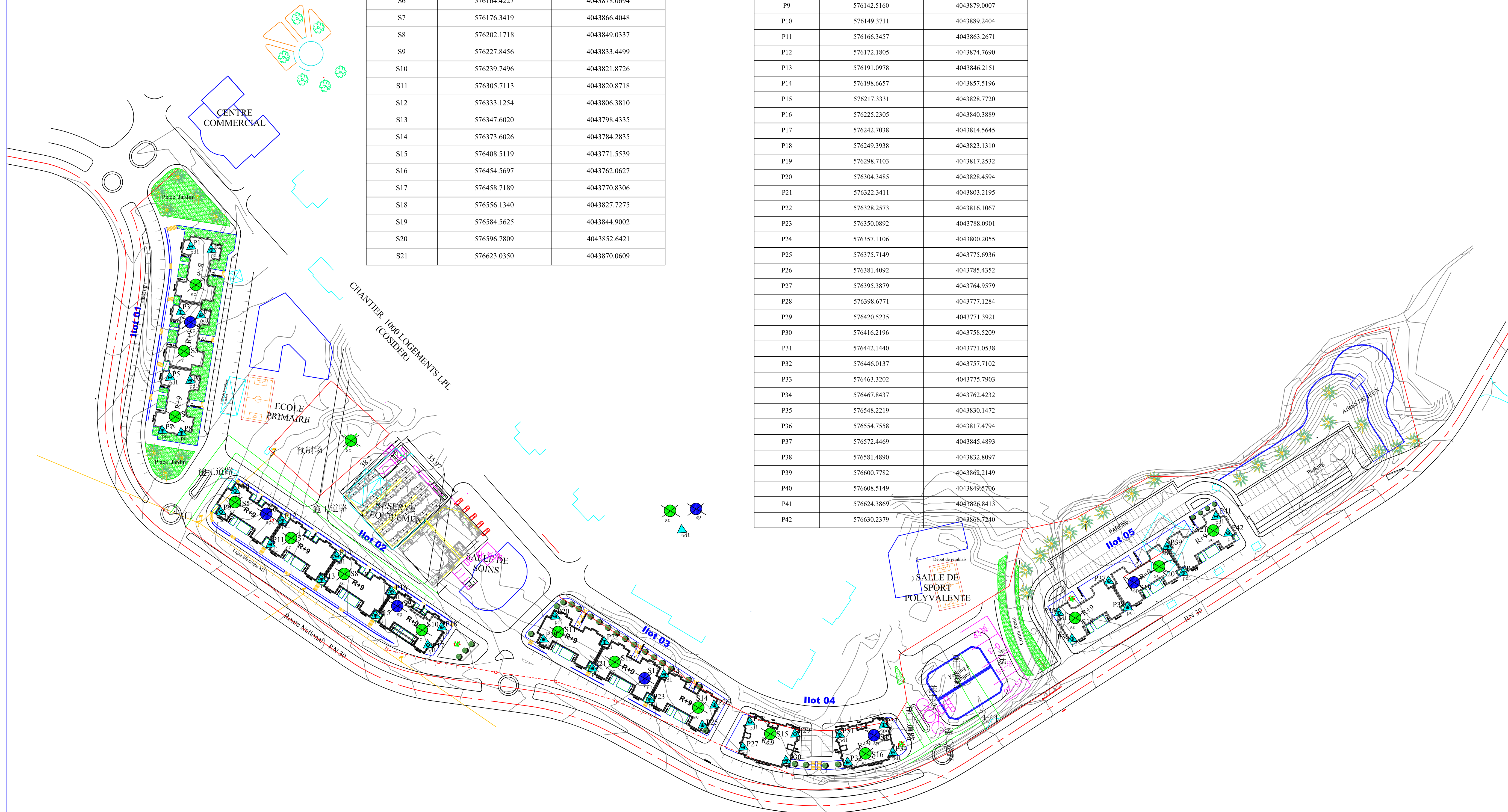


COORDONNEES D'IMPLANTATION  
 DES POINTS DE SONDAGE

PT	X	Y
S1	576130.3869	4043988.9928
S2	576127.6391	4043970.9565
S3	576124.5478	4043956.9405
S4	576120.2668	4043925.2665
S5	576149.2329	4043883.8152
S6	576164.4227	4043878.0694
S7	576176.3419	4043866.4048
S8	576202.1718	4043849.0337
S9	576227.8456	4043833.4499
S10	576239.7496	4043821.8726
S11	576305.7113	4043820.8718
S12	576333.1254	4043806.3810
S13	576347.6020	4043798.4335
S14	576373.6026	4043784.2835
S15	576408.5119	4043771.5539
S16	576454.5697	4043762.0627
S17	576458.7189	4043770.8306
S18	576556.1340	4043827.7275
S19	576584.5625	4043844.9002
S20	576596.7809	4043852.6421
S21	576623.0350	4043870.0609

COORDONNEES D'IMPLANTATION  
 DES POINTS DE PENETROMETRE

PT	X	Y
P1	576127.9592	4044007.6005
P2	576137.7819	4044006.0143
P3	576122.8420	4043975.9110
P4	576132.6648	4043974.3248
P5	576117.7249	4043944.2214
P6	576127.5477	4043942.6353
P7	576114.1678	4043918.4128
P8	576123.3237	4043917.4039
P9	576142.5160	4043879.0007
P10	576149.3711	4043889.2404
P11	576166.3457	4043863.2671
P12	576172.1805	4043874.7690
P13	576191.0978	4043846.2151
P14	576198.6657	4043857.5196
P15	576217.3331	4043828.7720
P16	576225.2305	4043840.3889
P17	576242.7038	4043814.5645
P18	576249.3938	4043823.1310
P19	576298.7103	4043817.2532
P20	576304.3485	4043828.4594
P21	576322.3411	4043803.2195
P22	576328.2573	4043816.1067
P23	576350.0892	4043788.0901
P24	576357.1106	4043800.2055
P25	576375.7149	4043775.6936
P26	576381.4092	4043785.4352
P27	576395.3879	4043764.9579
P28	576398.6771	4043777.1284
P29	576420.5235	4043771.3921
P30	576416.2196	4043758.5209
P31	576442.1440	4043771.0538
P32	576446.0137	4043757.7102
P33	576463.3202	4043775.7903
P34	576467.8437	4043762.4232
P35	576548.2219	4043830.1472
P36	576554.7558	4043817.4794
P37	576572.4469	4043845.4893
P38	576581.4890	4043832.8097
P39	576600.7782	4043862.2149
P40	576608.5149	4043849.5706
P41	576624.3869	4043876.8413
P42	576630.2379	4043868.7240



LEGENDE

- Sondage pressionnétique
- Sondage Carrote
- Essai pénétromètre dynamique

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

WILAYA DE TIZI-OUZOU Cne DE DRAA EL MIZAN

Maitre d'Ouvrage : AADL  
 AGENCE NATIONALE D'AMELIORATION  
 ET DE DEVELOPPEMENT DU LOGEMENT

Programme :  
**1000 Logements Location Vente**

Entreprise de Réalisation :  
 中国冶金科工股份有限公司 (阿尔及利亚)  
 Metallurgical Corporation of China Ltd.  
 Adresse : N°1, Rue Bouboussila, Ouled Fayet, Alger, Algérie  
 Tél/Fax : + 213 (0) 23 28 05 96  
 Email : mccalgeria@mcclcc.com http://www.mccchina.com  
 Direction du projet de 2500 logts à Wilaya de Tizi Ouzou  
 Adresse : Lotissement 40 Villa N° 38, Birtouta-Alger  
 Tél/Fax : 021.44.27.95

Dossier :  
 Architecture  
 Ref. :  
 Désignation :  
**Plan d'Implantation des SC, SP et PDL Site I**

Echelle :  
 1/1000  
 Date :  
 Avril 2016  
 Dessiné par : .....  
 Vérifié par : .....

Date d'approbation:  
 ADS Progress  
 ETUDE D'ARCHITECTURE  
 ET D'URBANISME  
 Immeuble MEZIANE App A1.1  
 Centre d'affaires Azazga, Tizi Ouzou  
 Tel/Fax: 026 34 48 58 /66  
 E-Mail: ads\_progress@yahoo.fr  
 Site Web: www.adsprogress.com

***CHAPITRE III***  
***CARACTERISATION DU SOL ETUDIE***

### III. 1. INTRODUCTION :

Tout projet de construction, que ce soit une route, un pont ou un bâtiment doit être étudié avec des données complètes, ce qui suppose une bonne reconnaissance du sol donc la géotechnique est le domaine d'étude des propriétés physiques, mécaniques et hydrauliques des sols en vue de leur application en construction civile. C'est une science basée sur les données recueillies lors des essais en laboratoire et in-situ.

En général, le simple examen visuel permet de donner un nom de matériau étudié « Argile ».

Le travail présenté dans la première partie de ce chapitre est la caractérisation physico-chimique et minéralogique de l'argile naturelle de **DRAA EL MIZAN**. Cette caractérisation a pour objectif la classification géotechnique de ce sol argileux .

Dans le cadre de la réalisation d'un projet de construction de 500/ 1000 logements AADL, répartis, en plusieurs bâtiments de neuf (09) étages ; le laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (**LNHC**), Direction Régionale Centre, Unité de Tizi-Ouzou s'est chargé de l'étude géotechnique du site.

C'est dans cette optique que LNHC nous a aimablement accueillies dans sa structure pour un programme expérimental portant sur l'étude de gonflement.

Le programme de reconnaissance géotechnique a été basé sur la réalisation de :

- (12) Douze sondages carottés.
- (35) Trente cinq essais au pénétromètre dynamique exécutés jusqu'au refus.
- (5) cinq sondages préssiométriques.

L'implantation des essais sur le plan de masse est jointe ci-après .

Ce projet de construction s'étale sur une assiette du sol très importantes répartie en plusieurs ilots (01,02,03,04,).

Notre travail est conduit principalement sur l'ilot 03 et 04 . Nous avons concentré l'étude spécialement sur :

- (3) trois sondages carottés SC14 ,SC15,SC16 .
- (12) douze essais au pénétromètre dynamique exécutés jusqu'au refus (Pdl : 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33,34).
- (2) deux sondages préssiométriques (Sp13,Sp 17 ) .

- Notant que Le calcul des différents paramètres géotechniques est réalisé par le **logiciel sol test 2010** ainsi que la construction des courbes relatives aux essais de pénétration dynamique et aux essais pressiométriques sont dessinés par le même logiciel .

## III.2.SITUATION ET DESCRIPTION DU SITE ETUDIE :

L'emprise du projet se situe sur la bordure droite de la RN30 à DRAA EL MIZAN.

Lors de notre visite, le terrain ne présente aucun signe apparent d'instabilité.



Figure III.1: Le site sur Google Earth

### III.2.1.Origine de matériau utilisé :

Le matériau étudié dans ce travail est un matériau local souvent rencontrés dans la région de la *Grande Kabylie*. Pour la caractérisation du sol étudié on prend quelque sondages carottés qui sont : (SC14 ,SC15 et SC 16).

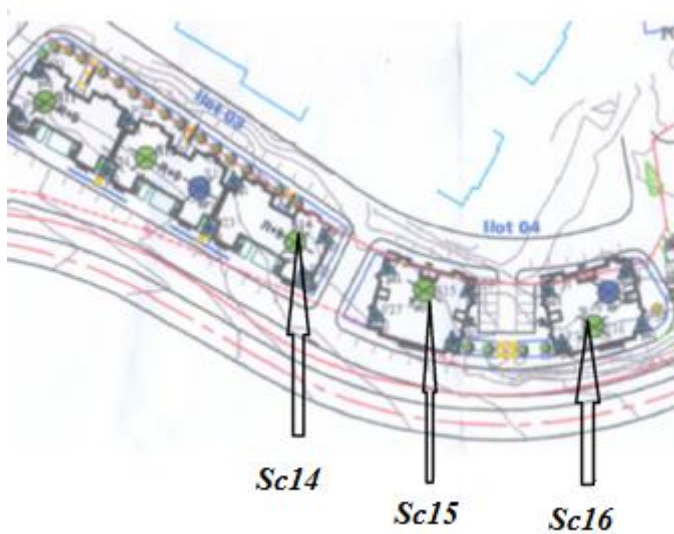


Figure III. 2 : La zone de prélèvement



*Figure III. 3 : Carte géologique.*

- D'après la nouvelle classification sismique des Wilayas d'Algérie faite par le Centre National de Recherche en Génie Parasismique C.G.S 2003 La commune de DRAA EL MIZAN est classée dans une zone de *moyenne sismicité Iia* .

### **III .3.PROGRAMMES DE RECONNAISSANCES :**

a) -Essais de laboratoires :

1. *Physiques* : - Teneur en eau et densité .
  - Analyse granulométrique et essai de sédimentation.
  - Limite d'Atterbeg .
2. *Mécanique* : - Essai de cisaillement rectiligne à la boite .
  - Essai oedométrique et essai de gonflement libre .

b) -Essais in-situ :

1. Essai de pénétration dynamique .
2. Essai préssiométrique .
3. Essai piézométrique .

c) –Analyse chimique ( faite par le laboratoire de BOUIRA ) .

### III.4.RECONNAISSANCE SUR SITE :

En vue d'identifier la lithologie du terrain d'assise ilot 03 et ilot 04.

On prend les sondages SC14, SC15, SC16.

#### III.4.1.sondage carotte :

En vue d'identifier la lithologie du terrain, une sondeuse ABYSS 75 a été mobilisée sur site pour la réalisation de ces sondages programmés.



*Figure III.4 : Sondeuse ABYSS 75*

#### III.4.1.1. Définition du sondage carotté :

Les sondages carottés ou carottages consistent au prélèvement d'[échantillon](#) du sous-sol terrestre ou marin obtenu à l'aide d'un tube appelé [carottier](#) que l'on fait pénétrer dans le sous-sol.

L'échantillon ainsi obtenu s'appelle une **carotte** (par analogie avec la racine de la plante du même nom, la [carotte](#)). Celle-ci est qualifiée d'échantillon stratigraphiquement représentatif, donc non perturbé.

Sur les matériaux ainsi extraits des essais de laboratoire peuvent être réalisés ultérieurement pour étudier la nature précise et la structure.

#### III.4.1.2. Profondeurs des sondages :

La profondeur des sondages doit être supérieure à la profondeur des sols sur lesquels les fondations engendrent encore des efforts susceptibles de provoquer à terme des déformations préjudiciables à la bonne tenue de la construction.

Indépendamment des risques d'existence d'accidents naturels ou artificiels (cavité, zones décomprimées, effondrées ou remblayées, etc...), cette profondeur doit être supérieure à celle des surfaces de glissement de masse les plus probables qui pourraient se manifester du fait des

modifications temporaires ou définitives apportées par les travaux à la topographie et aux conditions hydrauliques naturelles du site.

À l'étape de l'exploration et de la reconnaissance il faut planifier :

- Le nombre de forages;
- Les profondeurs des forages;
- Le type d'essais à effectuer soit sur le site ou au laboratoire;
- Le nombre d'échantillons nécessaire.

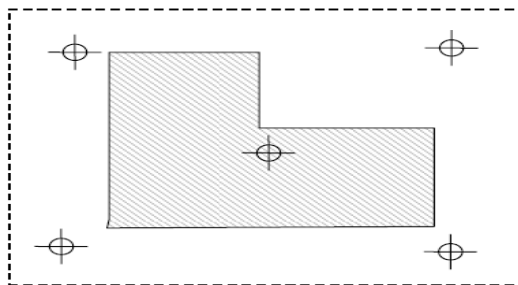
**Structure de largeur de 30 m**

Nb d'étages	Profondeur
1	3,5
2	6
3	10
4	16
5	24

**Tableau III.1: tableau représentatif de la profondeur des forages en fonction du nombre d'étage.**

**III.4.1.3. Nombre de sondages :** Le nombre de sondages dépend :

- Nature de la structure,
- Dimensions de la structure,
- Coût de la structure (l'étude géotechnique doit généralement coûter entre 0,1% et 0,5% du prix de la structure).



Type de structure	Espacement (m)
Bâtiment multi-étage	10-30
Bâtiment industriel	20-60
Route	250-500
Subdivision résidentiel	250-500
Digue et barrage	40-80

**Figure III.5 : schéma représentatif de l'espacement entre les sondages pour différentes structures.**

A la fin du sondage on aura une ou deux caisses des échantillons représenter sur la figure suivante Figure (III.6) :



**Figure III.6:** exemple d'une caisse et des photos de la paraffine.

Avec la paraffine réchauffée on couvre l'échantillon intact et on le couvre avec le journal (**Figure III.6a**)



**Figure III.6a:** exemple de caisse de carottage extraite lors d'un sondage SC 16.

**Tableau III.2 :** Nature des sols des différents sondages.

<b>ILOT 03</b>		
Sondage SC N°	Profondeur M	Appellation
<b>SondageS14</b> <b>X=576 373.6026,Y=404 3784.2835</b>	0.00 – 0.50	Remblais
	0.50 – 1.00	Argile brunâtre graveleuse
	1.00 – 2.40	Argile marneuse à concrétions calcaires
	2.40 – 4.00	Argile schisteuse verdâtre
	4.00 – 5.60	Marne altérée
	6.50 – 15.00	Marne schisteuse grisâtre compacte
<b>ILOT 04</b>		
Sondage SC N°	Profondeur M	Appellation
<b>Sondage S15</b> <b>(X=576 408.5119, Y=404 3771.5539)</b>	0.00 – 1.60	Remblais
	1.60 – 3.00	Argile brunâtre
	3.00 – 4.00	Marne altérée a concrétions calcaire
	4.00 – 8.50	Marne altérée
	8.50 – 15.00	Marne schisteuse grisâtre compacte
<b>SondageS16 :</b> <b>X=576 454.5697 Y=4043762.0627)</b>	0.50 – 1.20	Argile brunâtre
	1.20 – 4.00	Argile marneuse
	4.0 – 7.50	Marne altérée a concrétions calcaire
	7.50– 15.00	Marne schisteuse grisâtre compacte

Le Rapport de forage joint en annexe (1).

## III.4.2. Essais de laboratoire :

Nous avons procédé aux essais de détermination des caractéristiques physiques et mécaniques.

Pour ce des échantillons paraffinés prélevés des sondages à différentes profondeurs ont été soumis à des essais de laboratoire.

**III.4.2.a)Préparation des échantillons:** la procédure est la suivante :

On a cette échantillon du sondage SC14 (1.5 – 2.0 )



Echantillon intact paraffiné

H : le Haut de l'échantillon

B : le Bat de l'échantillon

-1. Echantillon en morceaux d'épaisseur de 5cm .

-2.déparaffinage manuel de l'échantillon à l'aide d'un couteau,

On met pour chaque essai quelque morceaux comme suit :

- \* 3 morceaux ont servit aux essais de cisaillement (1bar ,2 bar ,3 bar ).
- \* 2 morceaux pour l'essai oedométrique .



\* 4 morceaux pour mesurer la teneur en eau  
(on les coupe sur deux donc on a 8 échantillons )



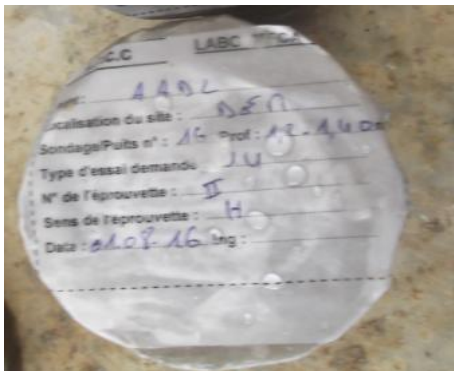
\* 4 morceaux pour les densités .

\* une quantité de matériau dont le poids est de 600 à 800 g pour les essais de consistance.

\* un morceau pour l'étude chimique.



\* une quantité pour la détermination de la courbe granulométrique et tamisage (sédimentometrie ).



L.H.C.C	LABO MECA SOL
Projet : .....	
Localisation du site : .....	
Sondage/Puits n° : ..... Prof : ..... m	
Type d'essai demandé : .....	
N° de l'éprouvette : .....	
Sens de l'éprouvette : .....	
Date : ..... Ing : .....	

- on met pour chaque morceau une étiquette.

-Il faut jamais renverser l'échantillon (le haut vers le bas ).

### III.4.2.1.ESSAIS PHYSIQUES :

Les essais d'identification au LNHC Avant de procéder aux essais mécaniques, nous avons réalisé une série d'essais permettant l'identification des matériaux à étudier :

- Granulométrie,
- Teneur en eau,
- Limites d'Atterberg,
- Masse volumique,
- Indice des vides et le degré de saturation,

### A).Analyse granulométrique :

#### ❖ 1).Analyse granulométrie par sédimentation :

##### **Méthode par sédimentation selon NFP 94-057 /1992**

L'analyse granulométrique de la l'argile pour les particules inférieure ou égale à **80  $\mu\text{m}$**  se fait par la sédimentation qui est une progression d'un dépôt de particules solides dans un liquide au repos sous l'effet de la gravité.

La sédimentation c'est un essai qui complète l'analyse granulométrique par tamisage du sol selon la **norme NFP 94-057 /1992.**

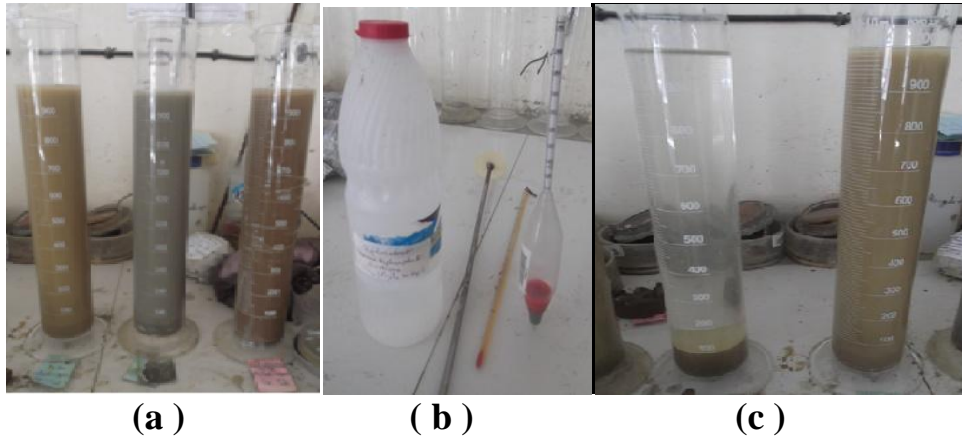
La méthode utilise le fait que dans le milieu liquide au repos, la vitesse de décantation des particules fines est fonction de leur dimension.

#### A1).But de l'essai

C'est la détermination de la distribution pondérale de la taille des particules de sols de dimension inférieure à **0.08mm**.

#### ▪ A2).Principe de l'essai de sédimentation

- ✓ Tamiser l'échantillon de sol par lavage (passant au tamis 0.08mm), et récupérer le tamisât, sécher l'échantillon dans une étuve , prendre à **70g** de tamisât sec.
- ✓ Imbiber la prise d'essai dans une éprouvette cylindrique en verre de 1litre contenant un mélange d'eau distillée ou déminéralisée (500 ml) et une solution à**300ml** **d'hexamétaphosphate de sodium** ( $\text{Na}_6(\text{PO}_3)_6, 10 \text{H}_2\text{O}$ ).
- ✓ On met 70g de l'échantillon dans l'éprouvette et on mélange le tout .
- ✓ On rajoute de l'eau distillée jusqu'à un litre
- ✓ Agiter vigoureusement la suspension au moyen d'un agitateur manuel, retirer l'agitateur manuel et déclencher au même instant le chronomètre (début de l'essai),
- ✓ Il faut agiter pendant 1 mn.
- ✓ Après 24 h il faut agiter pendant 2mn.
- ✓ Plonger le thermomètre avec précaution dans la suspension immédiatement après le déclenchement du chronomètre; procéder à la prise des lectures du densimètre et de la température aux temps suivant: 30'' , 1', 2', 5', 10', 20', 40', 80, 4h , 240,1440.
- ✓ Calculer le pourcentage des tamisas et complète la courbe granulométrique.



**Figure III.7:** Appareil de sédimentation

- (a) *Eprouvettes*
- (b) *Agitateur, thermomètre, densimètre et Solution d'hexamétaphosphate de sodium.*
- (c) *éprouvette avec et sans solution.*

❖ **2).Analyse granulométrique :**

Méthode par tamisage à sec après lavage selon NFP 94 -056/1996.

**Principe de l'essai**

L'essai consiste à séparer par lavage les grains agglomérés d'un échantillon d'une masse connue de matériau, puis à les fractionner, au moyen d'une série de tamis et à peser successivement après séchage le refus cumulé sur chaque tamis.

Les dimensions nominales d'ouverture des mailles des tamis et le nombre de tamis sont choisis en fonction de la nature de l'échantillon et des seuils granulométriques utilisés dans la classification.

Les masses des différents refus ou des passants sont rapportées à la masse initiale du matériau sec soumis à essai. Les pourcentages sont exploités et complétés par d'autres paramètres en vue de définir la classe de matériau à laquelle appartient l'échantillon.

**a).lavage d'un sol :**

**1).but de l'essai :** L'opération de lavage pour un sol est un préalable indispensable à l'analyse granulométrique. On sépare ainsi sans action mécanique la totalité des grains.

L'opération de lavage implique la perte des fines argileuses qu'il faudra calculer.

**2).matériels nécessaires :**

Un tamis de 80  $\mu\text{m}$  pour le lavage et un ou deux tamis de décharge, Une balance, un four ou autre moyen de séchage (une étuve), des tares.



### 3).mode opératoire :



- Prélever une quantité de sol humide d'environ 1000 g En retirer environ 100 g pour la mesure de la teneur en eau (w).
- Effectuer la mesure de la teneur en eau sur ce petit échantillon.



- Peser exactement le reste du prélèvement et le noyer dans de l'eau pour désagréger les agrégats .
- Calculer la masse de sol sec ( $M_s$ ) correspondant à partir de la teneur en eau (w) et de la masse humide ( $M_h$ ).



- Laver à grande eau jusqu'à ce que l'eau soit claire.



- sécher la totalité du refus ( $M's$ ).

### Résultats.

La masse des éléments perdus au lavage vaut:  $M_s - M's$



-d'après l'échantillon qu'on a on commence par le tamis 2mm, 1mm, 0.4,0.2,0.1 on termine avec le tamis 0.08mm.

-Après on les pèse successivement



-On rappelle que pour l'analyse granulométrique, les refus aux différents tamis se calculent à partir de la masse totale sèche avant lavage.

**Tableau III.3 Méthode de tamisage à sec après lavage selon NFP94-056/1996**

temps	Sc14 (1.5-2.0)			
	Lectures	Tamis (mm)	Masse des refus (g)	Poids (g)
30	25	5	4.2	617.42
1	24	2	12.2	
2	23	1	17.2	
5	21	0.4	22.5	
10	19	0.2	24.4	
20	16	0.01	25.7	
40	14	0.08	26.5	
80	12			
240	10			
1440	07			

temps	Sc14 (2.5-3.0)			
	Lectures	Tamis (mm)	Masse des refus (g)	Poids (g)
30	27	5	2.4	698.65
1	26	2	4.8	
2	24	1	7.1	
5	22	0.4	11.2	
10	20	0.2	12.6	
20	18	0.01	12.8	
40	15	0.08	12.9	
80	13			
240	10			
1440	08			

temps	Sc15 (4.6-5.0)			
	Lectures	Tamis (mm)	Masse des refus (g)	Poids (g)
30	26	5	/	549.85
1	24	2	/	
2	22	1	1.31	
5	20	0.4	2.59	
10	17	0.2	2.91	
20	15	0.01	3.19	
40	13	0.08	3.35	
80	12			
240	09			
1440	06			

temps	Sc16 (1.2-1.4)			
	Lectures	Tamis (mm)	Masse des refus (g)	Poids (g)
30	25	5	2.0	610.5
1	23	2	6.0	
2	21	1	10.5	
5	20	0.4	20.2	
10	18	0.2	24.4	
20	15	0.01	26.6	
40	13	0.08	26.8	
80	10			
240	08			
1440	05			

temps	Sc16 (4.2-4.6)			
	Lectures	Tamis (mm)	Masse des refus (g)	Poids (g)
30	27	5	2.0	610.5
1	25	2	6.0	
2	23	1	10.5	
5	20	0.4	20.2	
10	18	0.2	24.4	
20	16	0.01	26.6	
40	14	0.08	26.8	
80	12			
240	10			
1440	08			

Les résultats d'essai de l'analyse granulométrique ( joint en annexe (2)).

### III .B/Teneur en eau et densité apparente :

#### 1. La teneur en eau :

La norme (NF P 94-050 Septembre 1994 / NF P 94-053 Octobre 1991) (méthode par immersion dans l'eau ) a pour objet la détermination de la teneur en eau pondérale, par la méthode de l'étuvage. La teneur en eau pondérale (W) est rapport de la masse de l'eau interstitielle ( $m_w$ ) par la masse des grains solides ( $m_s$ ) donnée par le rapport suivant :

$$W (\%) = \frac{\text{Poids de l'eau}}{\text{Poids du sol sec}} \times 100 = \frac{P_{H+Tare} - P_{S+Tare}}{P_{S+Tare} - P_{Tare}} \times 100$$

#### 2. Appareillage :

- une balance de précision électrique .
- une étuve électrique ou gaz .
- des godets ou tares .
- feuilles d'essais.

#### 3. Mode opératoire :

On prend huit tares, on les numérote après on les pèse (Poids des tares pris en g).



On met le matériau prélevés dans les 8 tares après on les pèse (Ph+tare).

- on évite les extrémités qui peuvent être desséchés ou trop humides.
- on met les 8 tares dans l'étuve jusqu'a le séchage.
- après dessiccation (étuvage) noter le poids sec (Ps +tare) ;
- La différence entre le poids humide et le poids sec donne le poids de l'eau.
- La différence entre le (poids sec +tare) et le poids de la tare donne le poids du sol sec.
- on déparaffine 4 échantillons après on les pèse (PH).
- on paraffine les 4 échantillons après on les pèses (PH +paraffine) ensuite on les pèse dans l'eau en (g).



$$P_{\text{Paraffine}} = P_{\text{humide+paraffine}} - P_{\text{humide}}$$

$$\text{Volume brut} = P_{\text{humide + paraffine}} - P_{\text{matériau dans l'eau}}$$

$$\text{Volume de la paraffine} = \frac{P_{\text{paraffine}}}{\text{Densité de la paraffine}} = \frac{P_{\text{paraffine}}}{0.88}$$

$$\text{Volume net} = (\text{Volume brut}) - (\text{Volume paraffine})$$

$$\text{Densité humide : } \gamma_h = \frac{\text{Poids humide}}{\text{Volume net}} \text{ (t/m}^3\text{)}$$

$$\text{Densité sèche : } \gamma_d = \frac{\gamma_h}{W + 100} \times 100 \text{ (t/m}^3\text{)}$$

$$\text{Teneur en eau de saturation : } W_s = \left( \frac{1}{\gamma_{d \text{ moyen}}} - \frac{1}{\gamma_s} \right) \times 100 \text{ avec } \gamma_s \approx 2.7 \text{ t/m}^3 \text{ d'où } W_s = \left( \frac{1}{\gamma_{d \text{ moyen}}} - 0.37 \right) \times 100$$

: Les résultats d'essai de la teneur en eau et densité apparente (joint en annexe (3) ).

Le tableau ci-après récapitule les résultats des paramètres physiques nécessaires caractérisant l'état du sol.

**Tableau III.4 : Récapitulatif des résultats des paramètres physiques.**

Sondage	Profondeur (m)	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	W%	$\gamma_h$ t/m <sup>3</sup>	Sr %
SC014	1.50-2.00	1.44	30.73	1.89	95.24
	2.50-3.00	1.34	37.47	1.84	99.73
	12.50-13.00	1.69	15.58	1.95	70.18
SC015	4.60-5.00	1.49	27.94	1.91	93.48
	9.50-10.00	1.72	17.05	2.01	80.59
	14.4-15.0	1.71	18.34	2.03	85.91
SC016	1.20-1.40	1.40	31.35	1.84	90.90
	4.20- 4.60	1.42	32.28	1.88	96.25
	6.00- 6.50	1.48	30.34	1.93	99.30

### III.C. Limites d'Atterberg :

Cet essai est pratiqué sur la fraction granulométrique dont les particules ont une dimension inférieure à **0.400mm** et qu'on appelle sol fin, on fait croître la teneur en eau de façon homogène (malaxage), il passe progressivement de l'état solide à l'état plastique, puis à l'état liquide.

La norme **NF P94-51 (mars 1993)** destinée à la détermination des deux limites d'Atterberg limites de liquidité (**W<sub>L</sub>**) à la coupelle et limite de plasticité (**W<sub>P</sub>**) au rouleau) s'applique aux sols dont les éléments ont une dimension inférieure à **0,400mm**.



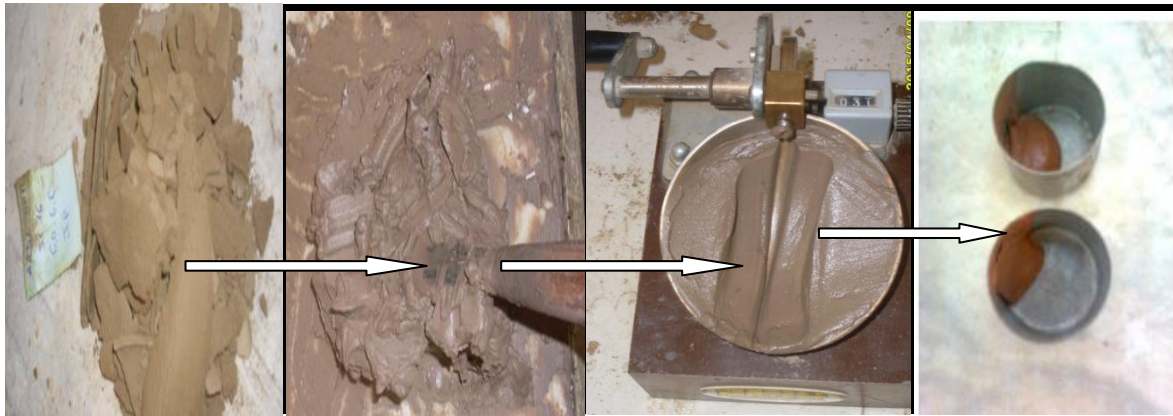
**Figure III.8: L'appareil de Casagrand**

Les limites d'Atterberg sont les paramètres géotechniques destinés à identifier un sol et à caractériser son état. Se sont des teneurs en eau pondérales correspondant à des états particules d'un sol.

1. **La limite de liquidité ( $w_l$ ):** teneur en eau au point de transition entre les états liquide et plastique (est celle pour la quelle le sol passe de l'état liquide à l'état plastique ).

Elle se détermine à l'aide de l'appareil de casagrande.

C'est la teneur en eau qui correspond conventionnellement à une fermeture sur 1cm des lèvres de la rainure pratiquée dans l'échantillon placé dans une coupelle après 25chocs.



*Figure III.9: La manière de préparation l'échantillon*

### **2.La limite de plasticité ( $w_p$ ):**

La teneur en eau au point de transition entre les états plastique et solide (est celle pour laquelle il passe de l'état plastique à l'état solide avec retrait.

C'est la teneur en eau conventionnelle d'un rouleau de sol qui se fissure au moment où son diamètre atteint  $3,0 \pm 0,5$  mm. La dimension fixée à une longueur compris entre 10 et 15 cm et se fissure.

Par définition la limite de plasticité d'un mortier est la teneur en eau exprimé en pourcentage du poids du matériau sec du rouleau qui se brise au moment ou son diamètre atteint 3mm.

### **Protocol d'essai :**

La mesure de limite de plasticité se faisant après celle de la limite de liquidité ,on a souvent un échantillon trop humide qu'on dessèche en le malaxant et en l'étalant sur le marbre .

On forme une boulette de l'échantillon et à l'aide d'une plaque ou à la main ,on roule l'échantillon sur le marbre de façon à former un rouleau qu'on amincit progressivement jusqu'à ce qu'il ait atteint 3 mm de diamètre et une longueur de 10 à 15 cm et ne doit pas être creux .

La limite de plasticité WP est atteinte l'orsqu'en soulevant de 1 à 2 cm le rouleau de 3 mm en son milieu ,il se fissure .

Si le matériau contient trop d'eau ,on forme une boulette qu'on malaxe pour le sécher et on recommence l'opération jusqu'à ce que la limite de plasticité soit atteinte.

-On note le numéro de la tare

-On pèse les tares.

-On Prend le poids humide (PH) en (g).

-On met l'échantillon dans l'étuve après on le pèse .



Figure III.10 : La limite de plasticité

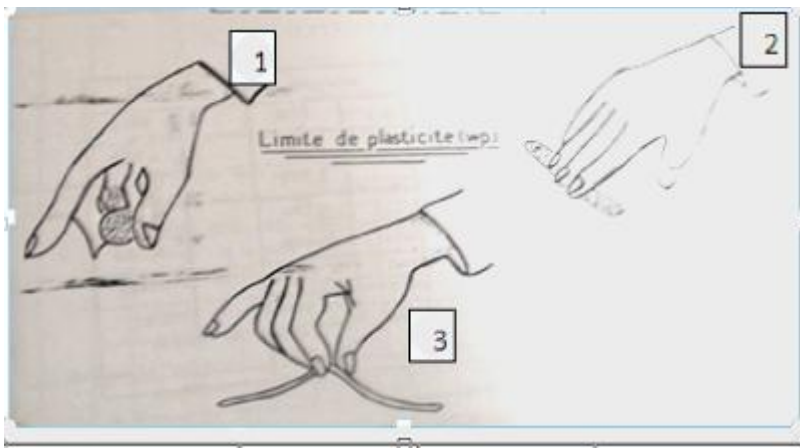


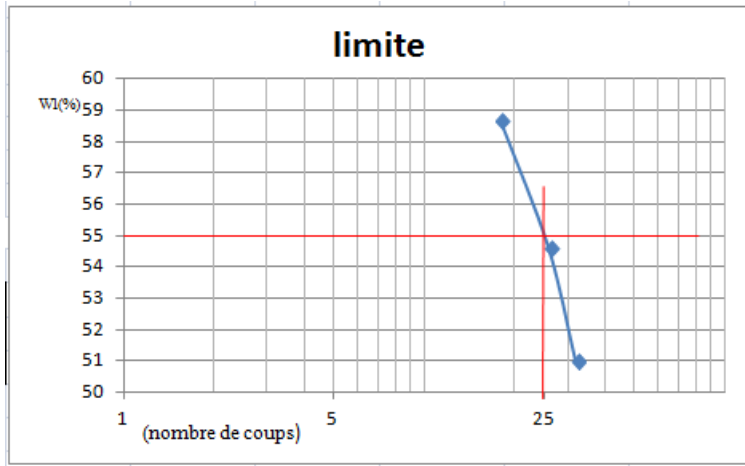
Figure III.11.les étapes à suivre pour la limite de plasticité  $W_p$

Les résultats *des limites d'Atterbeg* obtenus au laboratoire *joint en annexe (4)* .

Tableau III.5 : Récapitulatif des résultats des limites d'Atterbeg .

Sondage	Profendeur(m)	N <sup>bre</sup> de coups			Limite de liquidité WL(%)		
SC014	1.50-2.00	30	25	/	49,13	52,76	/
	2.50-3.00	32	26	18	51,01	54,63	58,68
	12.50-13.00	/	/	/	/	/	/
SC015	4.60-5.00	32	25	/	51,62	54,09	/
	9.50-10.00	30	25	/	42,21	56.0	/
	14.4-15.0	/	/	/	/	/	/
SC016	1.20-1.40	28	22	/	48,64	54,02	/
	4.20- 4.60	29	24	19	51,87	53,29	56,62
	6.00- 6.50	29	26	20	52,1	54,34	56,62

D'après tout les résultats qu'on a On trace la courbe de la teneur en eau en fonction de nombre des coups, on tire  $W_l$  à 25 coups à l'échelle logarithme ;



**Figure III.12 : la limite de liquidité pour le SC14 (2.5-3.0)**

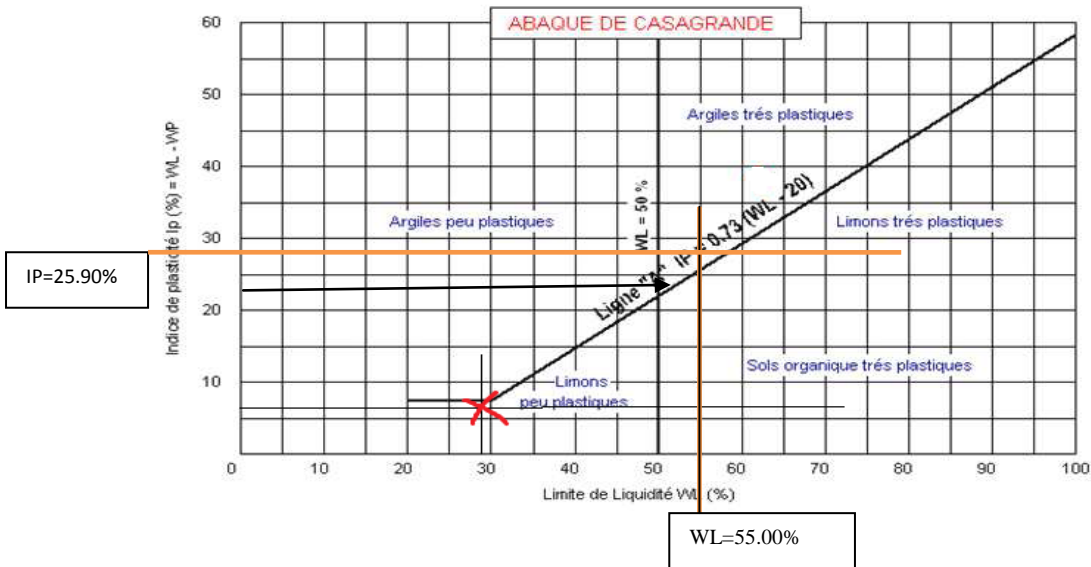
À partir de cette courbe on tire la limite de liquidité à 25 coups est égale à 55.0%

Donc :

$$W_L (\%) = 55.00\%$$

**Tableau III .6 : Récapitulatif des résultats des limites d'ATTERBERG .**

Sondage	Profondeur (m)	$W_L$ (%)	$W_P$ (%)	$I_p$ (%)
SC014	1.50-2.00	52,76	29,32	23,44
	2.50-3.00	55,00	29,10	25.90
	12.50-13.00	/	/	/
SC015	4.60-5.00	54,09	29,40	24,69
	9.50-10.00	56,00	29,50	26,50
	14 .4-15 .0	/	/	/
SC016	1 .20-1.40	51,50	27,74	23,76
	4.20- 4.60	53,00	28,76	24,24
	6.00- 6.50	54,00	28,31	25,69



**Figure III.13:** Représentation des limites d’Atterberg du (sc14)(2.5 -3.0 ) sur l’abaque de CASAGRANDE

**Tableau III.7 :** Récapitulatif des résultats des paramètres physiques.

Sondage	Profondeur (m)	gd (t/m <sup>3</sup> )	W%	gn t/m <sup>3</sup>	Sr %	Wl%	Ip%	% <2 μm	lc	Ac	Acor
SC014	1.50-2.00	1.44	30.73	1.89	95.24	52.76	23.44	28	0.93	0.83	1,3
	2.50-3.00	1.34	37.47	1.84	99.73	55.00	25.90	30	0.67	0.84	1,29
	12.5-13.0	1.69	15.58	1.95	70.18	/	/	/	/	/	/
SC015	4.60-5.00	1.49	27.94	1.91	93.48	54.09	24.69	26	1.05	0.94	1.54
	9.50-10.00	1.72	17.05	2.01	80.59	56.0	26.50	/	1.46	/	/
	14.4-15.0	1.71	18.34	2.03	85.91	/	/	/	/	/	/
SC016	1.20-1.40	1.40	31.35	1.84	90.90	51.50	23.76	22	0.84	1.08	1.98
	4.20- 4.60	1.42	32.28	1.88	96.25	53.00	24.24	31	0.85	0.78	1.15
	6.00- 6.50	1.48	30.34	1.93	99.30	54.00	25.69	/	0.92	/	/

### **III.4.2.2.Essais mécaniques :**

Dans tous les problèmes de stabilité des sols (étude de fondation, ouvrage de soutènement, remblais, talus,...etc.). Il est nécessaire de connaître la résistance du sol. Cette résistance est souvent difficile à déterminer spécialement lorsqu'il s'agit d'un sol cohérent, la résistance d'un sol peut être définie par de nombreux critères, résistance à la compression simple, essai CBR, essai pénétrométrique et l'essai de cisaillement à la boîte.

#### **III .4.2.2.1.La résistance au cisaillement à la boîte :**

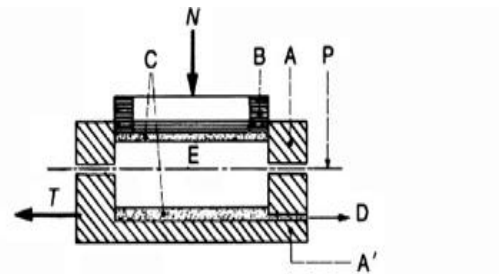
Le cisaillement est un essai très important dans l'étude du comportement mécanique des sols, soit à court ou à long terme.

La connaissance de  $C$  et  $\Phi$  nous renseigner beaucoup sur la capacité portante du sol d'où leur importance dans le dimensionnement des fondations.

La connaissance de la densité sèche d'un sable est importante, c'est un paramètre principal qui contrôle la variation de l'angle de frottement interne.

#### **III.4.2.2.1.1.définition et but de l'essai :**

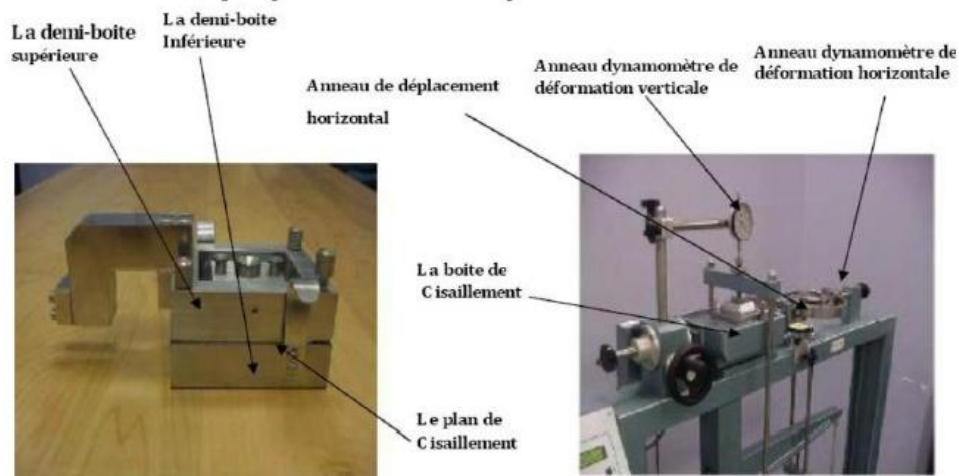
- La résistance au cisaillement d'un sol est la contrainte de cisaillement dans le plan de rupture, au moment de la rupture.
- nous avons réalisé des essais de cisaillement à la boîte de type non consolidé non drainé.
- Il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement rectiligne d'un échantillon sous charge constante et il nous permet de tracer la courbe intrinsèque du sol étudié, et de déterminer son angle de frottement interne  $\phi$  et sa cohésion  $C$ .



A bâti fixe	C pierres poreuses	P plan de cisaillement
A' bâti mobile	D drainage	N force normale
B piston	E éprouvette	T force tangentielle

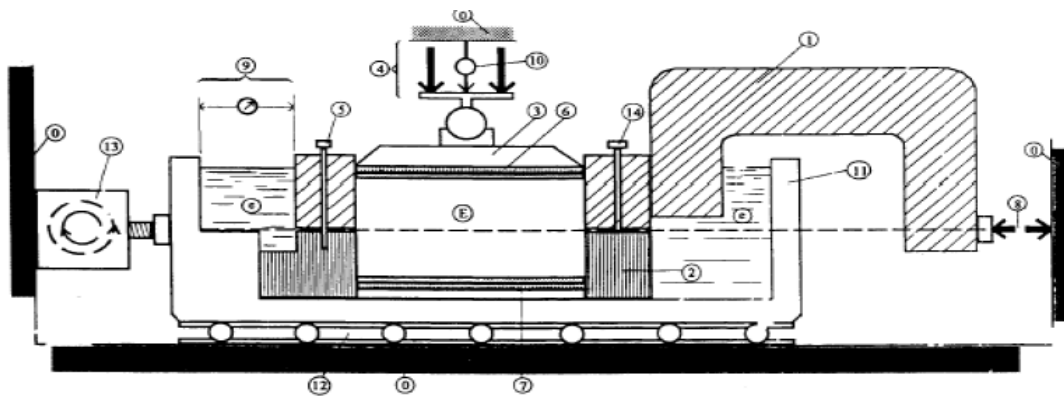
**Figure III.14:** Une machine de cisaillement

### III.4.2.2.1.2.Appareillage :



**Figure III.15 :** appareillage de cisaillement direct à la boîte de cisaillement.

- 1. Boîte de cisaillement :** Comporte essentiellement :
- D'une demi-boîte inférieure
  - D'une demi-boîte supérieure
  - D'un piston muni à sa base
  - D'une pierre poreuse plate
  - Vis de montage des demi-boîtes.



- |  |   |
|--|---|
| 0 Bâti   | 9 Dispositif de mesure du déplacement relatif horizontal $\delta l$ |
| 1 Demi-boîte supérieure  | 10 Dispositif de mesure du déplacement vertical $\delta h$          |
| 2 Demi-boîte inférieure  | 11 Châssis étanche  |
| 3 Piston rigide  | 12 Glissière sans frottement  |
| 4 Dispositif d'application de l'effort vertical N centré sur le piston | 13 Système de déplacement à vitesse constante                       |
| 5 Solidarisation des demi-boîtes                                       | 14 Vis de soulèvement de la demi-boîte                              |
| 6 Plaque drainante supérieure  | e Eau déminéralisée   |
| 7 Plaque drainante inférieure amovible                                 | E Éprouvette de sol   |
| 8 Dispositif de mesure de l'effort horizontal T                        |   |

Figure III.16 : Schéma de boîte de cisaillement.

2. **Les poids** : ce sont des disques plats fondus permettant leur centrage et leur superposition sur le plateau de charge du levier du bâti .



**III.4.2.2.1.3. Principe de l'essai :** Dans l'essai de cisaillement à la boîte, On cherche à provoquer la rupture de l'échantillon suivant un plans imposé superficielle. Par trois essais l'un à **1bar** et l'autre à **2bar** et **3 bar** .

- a) **Le matériau :**  
 - Sols argileux.

### b) Mode opératoire :

- Préparation du sol argileux .



*Figure III.17: les étapes de préparation de l'échantillon*

- Mettre en place une plaque dans le fond de la demi- boîte inférieure
- Solidariser les deux demi boîtes et vérifier que le piston coulisse bien dans la demi boîte (à chaque boîte correspond un piston repéré par un numéro).
- immobiliser la boîte sur le bâti de cisaillement.
- Visser l'anneau dynamométrique à la demi boîte supérieure. Annuler le jeu. Arrêter de tourner dès que l'aiguille de l'anneau accuse un léger déplacement. Régler le comparateur de l'anneau à zéro
- Placer l'étrier de chargement sur le piston. Régler l'horizontalité du bras de levier puis placer le comparateur et le mettre à zéro.
- Charger le plateau et noter le tassement éventuel. Vérifier la vitesse de cisaillement.
- On notera l'indication des deux comparateurs



- arrêter l'essai lorsque la contrainte de cisaillement est devenue constante
- enlever les poids du plateau de charge
- Débloquer l'anneau dynamique
- enlever la boîte

### III.4.2.2.1.4. Avantages et inconvénients de l'essai de cisaillement direct

#### a).Avantage :

- Essai rapide simple et peu coûteux
  - ✓ simple (la manipulation est facile)
  - ✓ rapide (la durée d'exécution courte)
  - ✓ économique (le coût n'est pas cher)

#### b).Inconvénients :

- Contrôle du drainage (difficile pour les sols fins);
- L'essai n'est utile que dans des cas complètement drainés;
- On force la rupture sur un plan qui n'est pas nécessairement le plus critique;
- On crée une concentration de contraintes sur les bords
- contraintes et déformations ne sont connues que sur le plan de rupture
- non uniformité de déformation dans le sol
- frottement de deux demi-boîtes
- pas de contrôle de la pression interstitielle.

### III.4.2.2.1.5 .Remarque

-l'éprouvette ne subit aucune consolidation, aucun drainage préalable, sous la contrainte normale .

-l'essai de cisaillement non consolidé non drainé nous informe sur le comportement d'un sol à court terme, les contraintes qu'on obtient sont des contraintes totales, la vitesse est donc rapide .

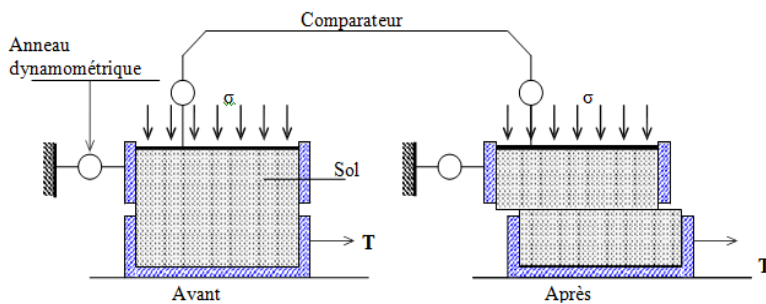
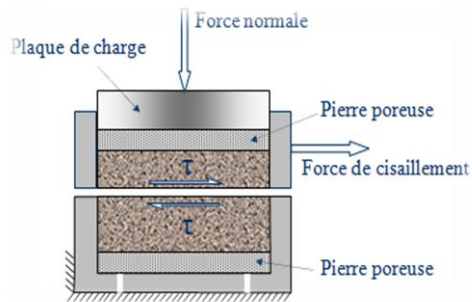
-« cet essai est le plus couramment utilisé pour les études de fondation »

-la courbe intrinsèque délimite donc la zone dans laquelle la stabilité est assurée.

-les sols bénéficient d'une simplification considérable dans le sens que la courbe intrinsèque peut être assimilée à une droite et ceci dans un vaste champ de contrainte ,cette droite est appelée « droite de coulomb » ;

On peut la caractériser par deux paramètres :

- l'ordonnée à l'origine de cette droite est appelée « cohésion » (C) .
- l'angle que fait cette droite avec l'axe des abscisses est appelé « angle de frottement interne » «  $\varphi$  ».



- |                           |                             |
|---------------------------|-----------------------------|
| ① : comparateur           | ④ : le fond de boîte        |
| ② et ⑨ : pierres poreuses | ⑤ et ⑩ : plaque de drainage |
| ③ : demi-boîte inférieure | ⑥ : demi-boîte supérieure   |
| ⑦ : anneau dynamométrique | ⑧ : piston                  |

**Figure III.18** : avant et après cisaillement

L'ensemble des résultats des essais réalisés joint en (annexe(5)).

## III.4.2.2. Essai oedométrique / Essai de gonflement à l'oedomètre :

Outre les essais d'identification, le programme expérimental exécuté comporte l'essai de compressibilité à l'oedomètre pour l'identification des paramètres de sol étudié.

L'essai de compressibilité dit aussi essai oedométrique consiste à indiquer, à l'aide d'un comparateur, les tassements de l'échantillon sous des contraintes de compression uni axiale qui lui sont appliquées à l'aide d'un piston.

### III.4.2.2.1. Appareillage :

L'appareil oedométrique comporte :

- Un bâti métallique permettant par l'intermédiaire d'un bras de levier d'appliquer au piston les pressions de consolidation successives désirées.

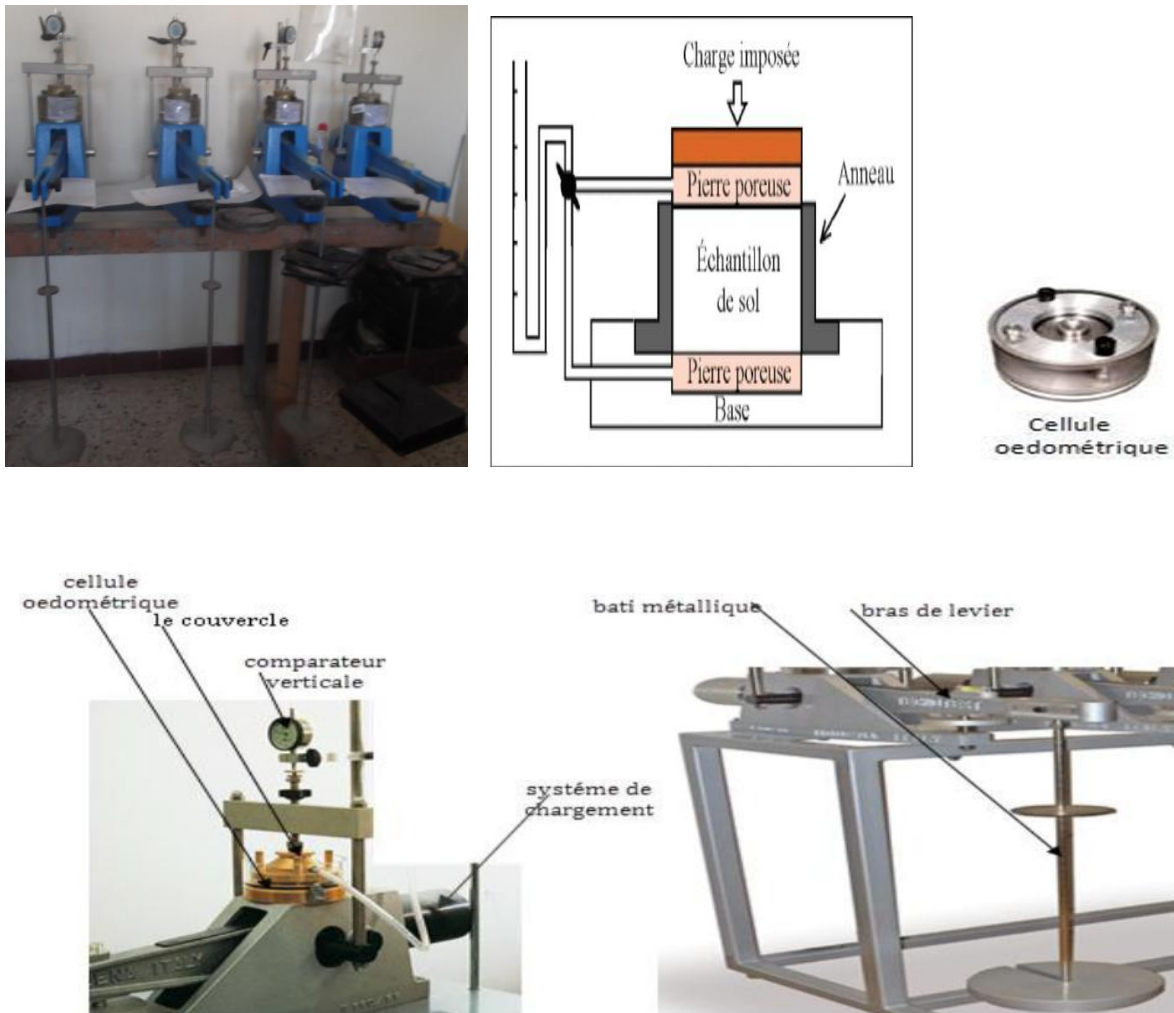


Figure III.19 :L'appareil oedomètre

- Une cellule ou enceinte oedométrique de consolidation : moule cylindrique rigide empêche toute déformations radiale lors des essais.



*Figure III.20: Cellule ou enceinte de consolidation*

- Deux bases de pierres poreuses permettent le drainage de l'échantillon en cour d'essai et éviter au sein de matériau l'apparition de pression interstitielle.



*Figure III.21: Pierres poreuses*

- Un couvercle pour répartir l'effort de compression sur la surface totale de l'échantillon.
- Un comparateur pour mesurer les tassements ou les gonflements.



*Figure III.22 : Position d'appareil oedomètre*

### III.4.2.2.2.Préparation des échantillons :

Les échantillons utilisés sont intacts, d'un diamètre égale à 71.4mm et d'une hauteur égale 19,1 mm, la température est celle du laboratoire et varie entre 18 °C à 26 °C. Le dispositif utilisé est l'appareil oedométrique asservi Geocomp . La Figure III.23 montre les différentes étapes de la préparation des échantillons.



(a)

(b)

(c)

(a)-Repérage du sens du haut et du bas de l'échantillon.

(b)-Taillage de l'échantillon avec la bague oedométrique.

(c)-Finalisation du taillage et couverture de l'échantillon avec du papier filtre.

(d) et (e) mise en place de l'échantillon dans la cellule oedométrique.

(f) Placement de la cellule dans le dispositif Geocomp.



(d)

(e)

(f)

*Figure III.23 :Préparation d'échantillon de l'essai oedométrique.*

### III.4.2.2.3. Déroulement des essais :

Les principaux points du déroulement des essais oedométriques sont :

- Une fois l'échantillon est prêt, placer le dans la cellule entre deux pierres poreuses ; l'ensemble est placé sur le bâti de consolidation.
- Appliquer, sur l'échantillon, des charges doublées toutes les 24 heures.
- Procéder ensuite, au déchargement par paliers stabilisés de contraintes décroissantes.
- La durée des paliers de chargement et de déchargement est de 24 heures.
- Effectuer les essais à 1 cycle de chargement-déchargement en (Kg) ; le cycle est le suivant : 1→1→2→4→8→16→32 Déchargement 32 →16→12→4.

### **Déchargement**

Pour chaque palier, lectures de tassement ou de gonflement de l'échantillon sont effectuées à l'aide d'un comparateur.

- Chaque essai a une durée au maximum de **21 jours**.

**Tableau III.8 : charge appliqué aux oedomètres.**

<b>Diamètre = 71.4mm</b>		<b>Section = 40 cm<sup>2</sup></b>		<b>K = 10</b>	
<b>Charge (Kg)</b>				<b>Pression (Bars )</b>	
Piston				0.0290	
1				0.28	
1				0.53	
2				1	
4				2	
8				4	
16				8	
32				16	
<b>Décharge (Kg)</b>				<b>Pression (Bars)</b>	
32				8	
16				4	
12				1	
4				0.029	

**Rapport d'essai compressibilité à l'oedomètre et gonflement libre (joint en annexe (6)).**

**Tableau III.9 : Récapitulatif des résultats des paramètres mécaniques**

Sondages	Profondeur (m)	Résultats oedométriques			Gonflement Libre	Cisaillement rectiligne	
		Pc(Bar)	Cc(%)	Cg(%)	Pg (Bar)	C (Bar)	$\phi$ (°)
SC014	1.50-2.00	6.07	22.26	7.09	3.78	0.86	18.61
	2.50-3.00	/	/	/	/	0.57	16.36
SC015	4.60-5.00	3.35	28.24	5.72	1.12	0.69	9.98
SC016	1.20-1.40	3.95	21.92	4.49	/	0.65	15.12
	4.20- 4.60	4.23	29.23	5.33	/	0.62	18.11

### **III.4.3 .Essais in situ :**

#### ***III.4.3.1.Essais de pénétration dynamique (DTR B.C 2.32) :***

Dans le but de déterminer la résistance de cette catégorie de sol à la pénétration dynamique, nous avons réalisé trente cinq (35) essais au moyen du pénétromètre lourd (type : BORROS). Les essais ont été implantés, d'une manière à couvrir toute la superficie du site, ce qui permet d'avoir une idée globale sur les résistances du sol.

Les essais de pénétration dynamique de l'ilot (03) : (23-24-25-26).

L'ilot (04) :(27-28-29-30-31-32-33-34)

Le plan d'implantation de ces essais in-situ ainsi que les pénétrogrammes sont donnés en annexe (7).

#### **III.4.3.1.1.Principe et but de l'essai :**

L'essai consiste à faire pénétrer dans le sol, par battage, un train de tiges lisses de diamètre compris entre 30 et 70mm, à l'aide d'une masse frappante (mouton) tombant d'une hauteur constante.

On enregistre le nombre de coups de mouton correspondant à un enfoncement donné .On applique à ces essais .

La formule de battage dite des Hollandais,

$$Rp = \frac{m^2 \cdot h}{S \cdot e(m + m')}$$

Avec :

- ✓ m : poids du mouton ;
- ✓ m' : poids total du train de tiges ;
- ✓ h : hauteur de chute ;
- ✓ e : hauteur d'enfoncement / nombre de coups correspondant ;
- ✓ S : section de la pointe.

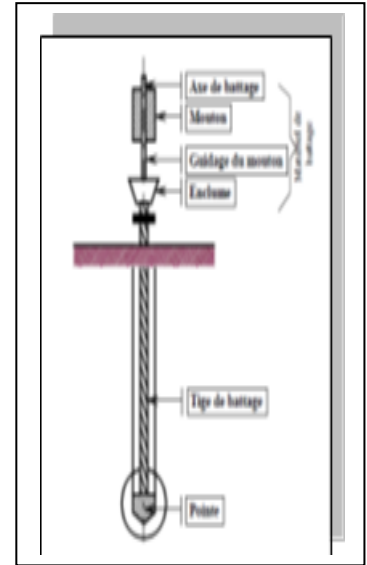


Figure III.24 : Pénétromètre dynamique

Ces essais ont été réalisés dans une optique de mettre en évidence la variation de la résistance du sol en fonction de la profondeur, ils permettent l'établissement des diagrammes représentant la résistance du sol à la pénétration de l'outil en profondeur donnant une idée générale sur la portance du sol ainsi :

- la succession de différentes couches de terrain.
- L'homogénéité d'une couche ou présence d'anomalies.
- La position d'une couche résistante dont l'existence est déjà connue.

Les résultats de la pénétration dynamique joint en annexe (8).

### III.4.3.2. essais pressiométriques :

L'essai pressiométrique consiste à dilater radialement dans le sol une sonde cylindrique et à déterminer la relation entre la pression « P » appliquée sur le sol et le déplacement de la paroi de la sonde.

L'essai consiste à appliquer progressivement par palier, une pression uniforme sur la paroi du forage et à mesurer l'expansion de la sonde V en fonction de la pression appliquée « P ». Il permet d'obtenir le module pressiométrique EM, la pression limite Pl, la pression de fluage Pf et la pression de contact avec le terrain P1. Chaque pression est maintenue constante dans les cellules de mesure et de garde pendant 60 secondes. A chaque palier, on visualise et on enregistre la pression appliquée et le volume injecté dans la sonde à 30 et 60 secondes. Le but de ce sondage est comme suit :

- Servir d'avant trou pour les essais pressiométriques.
- Dévoiler la nature du sol en profondeur.
- Fixer le niveau d'appui des fondations.

- Effectuer des essais pressiométriques le long du trou de forage .

\*Les résultats du rapport de sondage (Essai pressiométrique Menard) joint en annexe(9).

La classification des résultats se fera selon les recommandations de RPA 99/version 2003 DTR C248

Catégorie	Description	$q_c$ (Mpa)	N	$P_L$ (Mpa)	$E_p$ (Mpa)	$q_u$ (Mpa)	$V_s$ (m/s)
<b>S<sub>1</sub></b>	Rocheux(a)	-	-	>5	>100	>10	≥800
<b>S<sub>2</sub></b>	Ferme	>5	>50	>2	>20	>0.4	≥400-<800
<b>S<sub>3</sub></b>	Meuble	1.5-15	10-50	1 -2	5-20	0.1-0.4	≥200-<400
<b>S<sub>4</sub></b>	Très Meuble ou présence de 3m au moins d'argile molle (b)	<1.5	<10	<1	<5	<0.1	≥100<200

Les résultats des paramètres pressiométriques sont résumés dans le tableau suivant (Tableau III .9)

**Tableau III.10: résultats des paramètres pressiométrique .**

Sondage	PI (bars)	$E_p$ (bars)	$E_p / PI$	$\overline{E_p} / \overline{PI}$	$\overline{E_p}$ (bars)	$\overline{PI}$ (bars)
<b>SP13</b>	7.19-51.64	91.53-192.33	9.03-38.52	3.43	100.93	29.415
<b>SP17</b>	5.14 -39.79	71.38-418.05	7.22- 16.21	10.89	244.715	22.46

### III.4.3.3. Piézométrie du site :

Deux (02) piézomètres ont été installés au niveau des sondages SC03 et SC07, en mois Juillet 2016.

Le niveau d'eau relevé par ces piézomètres, sont présentées dans le tableau suivant :

**Tableau III.11 : résultats de niveau d'eau par le piézomètre.**

NIVEAU D'EAU DES PRS		
Numéro SP	Date de mesure	Niveau d'eau (m)
SP 9	19/07/2016	8.00
SP 6	18/07/2016	13.00
Sc 3	19/07/2016	12.2
Sc 7	19/07/2016	2. 80

### **CONCLUSION :**

Le travail abordé dans ce chapitre consiste à une caractérisation des sols par des essais de laboratoire physiques et mécaniques et des essais in situ y compris leurs protocoles.

La reconnaissance géotechnique a permis d'avoir des données concernant le site étudié à travers des échantillons extraits à différentes profondeurs. Ces données sont obtenues en réalisant un programme d'essai de laboratoire. Ce programme consiste d'abord en la mesure des paramètres d'identification tels que les paramètres d'état (la densité et la teneur), les paramètres de consistance (les limites d'Atterberg), le pourcentage de la fraction argileuse à partir de l'essai granulométrique.

L'objectif des essais de laboratoire est de déterminer simplement mais rigoureusement les paramètres de gonflement représentatifs du comportement du terrain se développant autour de l'ouvrage.

## IV.1.INTRODUCTION :

Dans ce chapitre, il sera question de rappeler les différents résultats des essais étudiés au chapitre précédent ; de les interpréter et de les exploiter dans le cadre du projet de construction ayant motivé cette étude.

L'objectif de ce chapitre est la prédiction des paramètres de gonflement à partir des paramètres granulométriques et physique des sols

**TABLEAU .IV.1 .RECAPITULATIF DES RESULTATS D'ESSAIS DE LABORATOIRE**

N° Dossier :		Intitulé du projet		500 /1000 logts AADL DEM							
Sondage / Puits		14			15			16			
Profondeur (m)		1.5-2.0	2.5-3.0	12.5-13	4.6-5.0	9.5-10	14.4-15	1.2-1.4	4.2-4.6	6.0-6.5	
Densité sèche	$\gamma_d$ (t/m <sup>3</sup> )	1,44	1.34	1.69	1.49	1.72	1.71	1.40	1.42	1.48	
Teneur en eau pondérale	W (%)	30.73	37.47	15.58	27.94	17.05	18.34	31.35	32.28	30.34	
Degré de saturation	Sr (%)	95.24	99.73	70.18	93.48	80.59	85.91	90.90	96.25	99.30	
Densité humide	$\gamma_h$ (t/m <sup>3</sup> )	1.89	1.84	1.95	1.91	2.0	2.03	1.84	1.88	1.93	
Passants (%)	Granulométrie	5 mm	99.32	99.66	100	99.52	100	100	99.67	99.93	100
		2 mm	98.02	99.31	100	99.0	100	100	99.02	99.65	100
		0.08 mm	95.71	98.15	99.39	97.94	98.95	99.77	95.61	99.16	99.50
	Sédimentométrie	20 $\mu$ m	66	70	78	64	/	/	64	66	/
		2 $\mu$ m	28	30	/	26	/	/	22	31	/
Limites d'Atterberg	W <sub>L</sub> (%)	52.76	55.00	/	54.09	56.0	/	51.5	53	54	
	I <sub>p</sub>	23.44	25.90	/	24.69	26.50	/	23.76	24.24	25.69	
	LR (%)	/	/	/	/	/	/	/	/	/	
Indice de consistance	IC	0.93	0.67	/	1.05	1.46	/	0.84	0.85	0.92	
Activité de Skempton	Ac	0.83	0.84		0.94	/	/	1.08	0.78	/	
Résultats oedométriques	P <sub>c</sub> (Bar)	6.07	/	/	3.35	/	/	3.95	4.23	/	
	CC	22.26	/	/	28.24	/	/	21.92	29.23	/	
	C <sub>g</sub>	7.09	/	/	5.72	/	/	4.49	5.33	/	
Gonflement Libre	P <sub>g</sub> (Bar)	3.78	/	/	1.12	/	/	/	/	/	
Résistance à la compression	R.C.S (Bar)	/	/	/	/	/	/	/	/	/	
Cisaillement rectiligne	Type d'essai	uu	uu	uu	uu	uu	uu	uu	uu	uu	
	C (bar)	0.86	0.57	imp	0.69	imp	imp	0.65	0.62	imp	
	$\phi$ (°)	18.61	16.36		9.98			15.12	18.11		

### IV.2. classification selon les essais de laboratoire :

Les essais d'identification géotechnique peuvent donner une idée sur l'état du sol et sa consistance.

#### IV.2.1. Essais physiques :

- **Paramètres physiques :** La caractérisation de chaque sondage est donnée dans le tableau suivant :

**Tableau IV.2 : Récapitulatif des résultats des paramètres physiques.**

Sondage	Profondeur (m)	$\rho_d$ (t/m <sup>3</sup> )	W%	$\rho_h$ t/m <sup>3</sup>	Sr %	W <sub>L</sub> %	I <sub>p</sub> %	% <2 $\mu$ m	I <sub>c</sub>	A <sub>c</sub>
SC014	1.50-2.00	1.44	30.73	1.89	95.24	52.76	23.44	28	0.93	0.83
	2.50-3.00	1.34	37.47	1.84	99.73	55.00	25.90	30	0.67	0.84
	12.50-13.00	1.69	15.58	1.95	70.18	/	/	/	/	/
SC015	4.60-5.00	1.49	27.94	1.91	93.48	54.09	24.69	26	1.05	0.94
	9.50-10.00	1.72	17.05	2.01	80.59	56.0	26.50	/	1.46	/
	14.4-15.0	1.71	18.34	2.03	85.91	/	/	/	/	/
SC016	1.20-1.40	1.40	31.35	1.84	90.90	51.50	23.76	22	0.84	1.08
	4.20-4.60	1.42	32.28	1.88	96.25	53.00	24.24	31	0.85	0.78
	6.00-6.50	1.48	30.34	1.93	99.30	54.00	25.69	/	0.92	/

#### IV. 2.1.1. Interprétation des résultats :

- **La teneur en eau :** La teneur en eau naturelle W% est comprise entre 15.58 % et 37.47% avec un degré de saturation compris entre 70.18 % et 99.73 %.

Donc d'après TERZAGHI le degré de saturation Sr% est compris entre (51 – 75) et (76-99) c'est-à-dire c'est un sol mouillé à détrempé.

- **La densité :** La densité sèche  $\rho_d$  (t/m<sup>3</sup>) mesurée pour les échantillons est comprise entre 1.34 t/m<sup>3</sup> et 1.72 t/m<sup>3</sup>. Par contre la densité humide va de 1.84 t/m<sup>3</sup> à 2.03 t/m<sup>3</sup>.

Les différentes densités sèches mesurées seront classées dans les fourchettes suivantes de TERZAGHI :

- Les unes sont inférieures à 1.6 t/m<sup>3</sup>, ayant ainsi une densité faible
- Les autres sont comprises entre 1.6 et 1.8 (t/m<sup>3</sup>), c'est-à-dire c'est un sol **moyennement dense.**

- $\rho_h$  : poids volumique humide  $\gamma_h = \rho_d(1+w)$

- $gd$  : poids volumique sec
- $gs$  : poids volumique des grains  $gs = 2.70 \text{ t / m}^3$
- **Paramètres d'identification :**

L'analyse granulométrique met en évidence la prédominance de la fraction fine. Il s'agit donc, dans l'ensemble, d'un sol fin (passant à  $80 \mu\text{m} > 75\%$ ).

L'appréciation de la plasticité de l'argile selon les valeurs des limites d'Atterberg (Abaque de CASAGRANDE) présentée dans la Figure(IV.1) sont donnés dans les tableaux suivants (IV.3), (IV.4) :

**Tableau IV.3 : Classification des sols (Ilot 03)**

Ilot 03								
Sondage	Profondeur (m)	$w_L$	$W$	$I_p$	$IC$	% $<2\mu\text{m}$	$A_c$	Classification unifiée
SC014	1.50-2.00	52,76	30.73	23,44	0.93	28	0.83	Argile très plastique Consistance Mi dur Activité Normale à moyenne
	2.50-3.00	55.00	37.47	25,90	0.67	30	0.84	Argile très plastique Consistance Ferme Activité Normale à moyenne

- **La plasticité :** est étudiée en utilisant l'abaque de CASAGRANDE  
D'après les résultats obtenus à partir de cet abaque le sol est classé dans les **argiles très plastiques**.
- **Indice de consistance (Ic):** L'indice de consistance est compris entre (**0.67, 0.93**) donc d'après ATTERBERG ( **$0.5 < Ic < 0.75$** ) ( **$0.75 < Ic < 1$** ); De point de vue consistance, c'est une **argile Ferme à Mi dure**.
- **Activité de Skempton (Ac):** l'activité est comprise entre (**0.83, 0.84**) donc d'après ATTERBERG ( **$0.75 < Ac < 1.25$** ) c'est une Argile **d'activité normale à moyenne**.
- **Indice de plasticité (Ip) :** L'indice de plasticité est compris entre **23.44 % à 25.40 %**, d'après (*Cornell, 1951.et J.M. TCHOUANINANA1999*) ; on déduit que ce matériau argileux est **plastique** car :

$15 < I_p < 40$

**Tableau IV.4 : Classification des sols (Ilot 04)**

Ilot 04								
Sondage	Profondeur (m)	w <sub>L</sub>	W	I <sub>p</sub>	IC	% <2µm	Ac	Classification unifiée
SC015	4.60-5.00	54,09	27.94	24,69	1.05	26	0.94	Argile très plastique Activité : Normale à moyenne Consistance :dur
SC016	1.20-1.40	51,50	31.35	23,76	0.84	22	1.08	Argile très plastique Activité :Normale à moyenne Consistance :Mi dur
	4.20- 4.60	53,00	32.28	24,24	0.85	31	0.78	Argile très plastique Activité :Normale à moyenne Consistance :Mi dur
	6.00- 6.50	54,00	30.34	25,69	0.92	31	/	Argile très plastique Consistance :Mi dur

- **La plasticité** : D'après les résultats obtenus et la situation des points sur l'abaque de CASAGRANDE, le sol est classé dans les **argiles très plastiques**.
- **Indice de consistance (Ic)**: L'indice de consistance est compris entre **(0.84 et 1.05)** donc d'après ATTERBERG **(0.75 < Ic < 1)** et **(Ic > 1)**; De point de vue consistance, c'est une **argile Mi dur à dur**.
- **Activité de Skempton (Ac)**: l'activité est comprise entre **(0.78, 1.08)** donc d'après ATTERBERG **(0.75 < Ac < 1.25)** c'est une Argile **d'activité normale à moyenne**.  
D'après le tableau (I.3) l'activité est comprise entre **0.33 à 0.90 et 0.90** donc on soupçonne que c'est une **Kaolinite** majoritaire de **l'Illite**.
- **Indice de plasticité** : L'indice de plasticité est compris entre **23.76 % à 25.69 %**,  
D'après **(Cornell, 1951.et J.M. TCHOUANINANA1999)** on déduit que ce matériau argileux est **plastique** car :

$$15 < I_p < 40$$

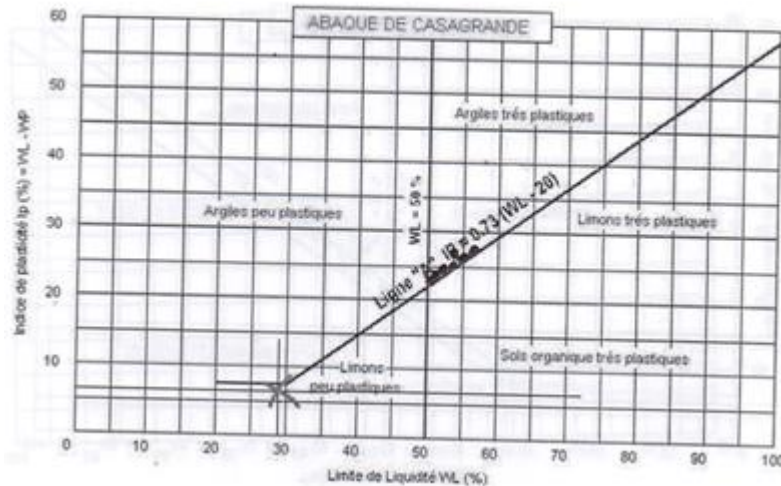
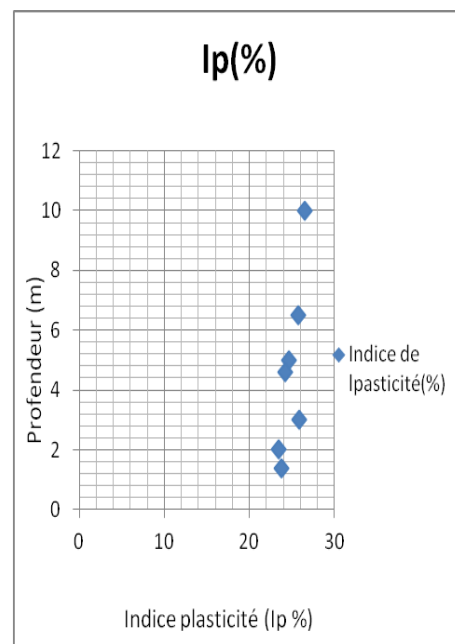
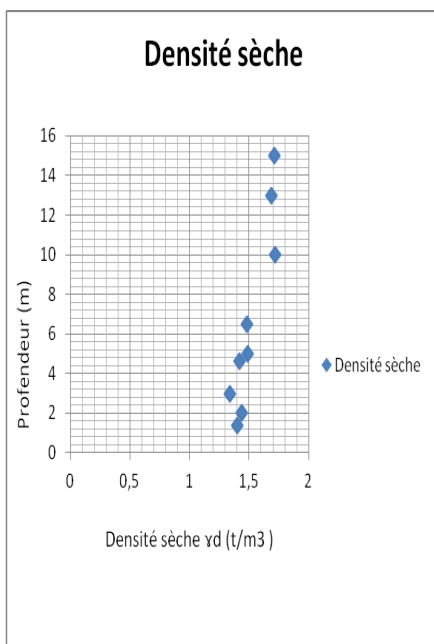


Figure IV .1: Situation des points sur l’abaque de Casagrande

**Analyse granulométrique :** L’analyse granulométrique met en évidence la prédominance de la fraction fine car Le pourcentage des passants à 80µ est compris entre **95.61% à 99.50 %** Il s’agit donc, dans l’ensemble, d’un **sol fin** (passant à 80 µm > 50%).

- Les résultats de l’étude géotechnique réalisé sur site, révèlent une bonne résistance du sol et une bonne consistance, l’analyse granulométrique révèle un sol d’une forte teneur en particules fines allant jusqu’à 50% d’une plasticité moyenne à très élevée (situation des argiles sur l’abaque de CASAGRANDE).
- Les paramètres géotechniques mesurés représentées dans les figures suivantes :



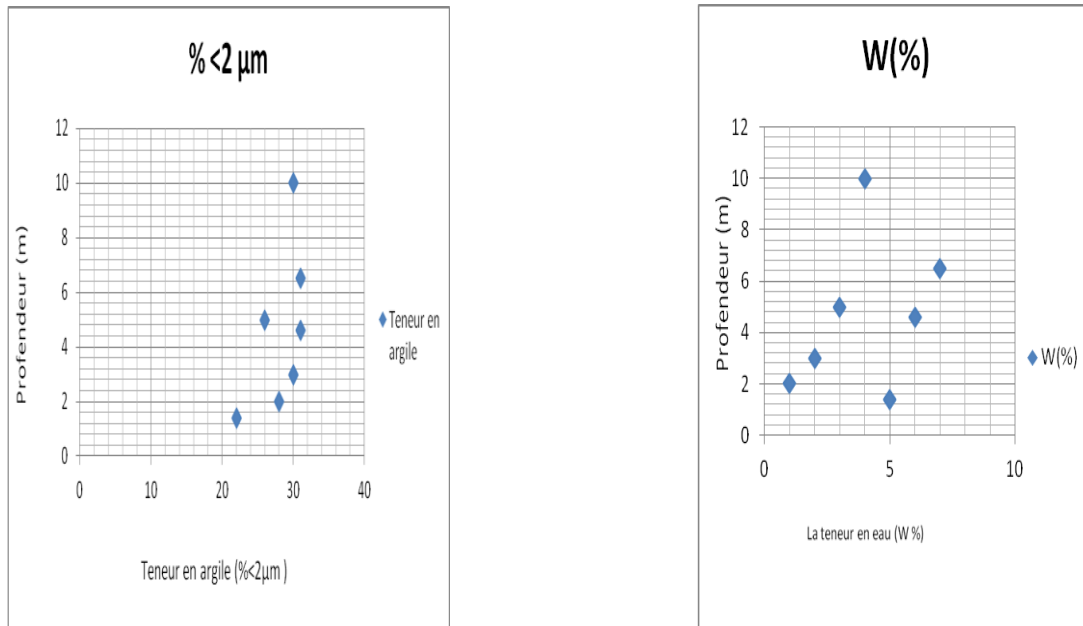


Figure IV.2 : Caractéristiques des argiles (essais physiques).

**IV.2.2.Essais mécaniques :**

**Paramètres mécaniques :**

La caractérisation de chaque sondage est donnée par le tableau suivant (IV .5)

**Tableau IV.5 : Récapitulatif des résultats des paramètres mécaniques**

Sondages	Profondeur (m)	Résultats oedométriques			Gonflement Libre	Cisaillement rectiligne	
		Pc(Bar)	Cc(%)	Cg(%)	Pg (Bar)	C (Bar)	$\phi$ (°)
SC014	1.50-2.00	6.07	22.26	7.09	3.78	0.86	18.61
	2.50-3.00	/	/	/	/	0.57	16.36
SC015	4.60-5.00	3.35	28.24	5.72	1.12	0.69	9.98
SC016	1.20-1.40	3.95	21.92	4.49	/	0.65	15.12
	4.20- 4.60	4.23	29.23	5.33	/	0.62	18.11

- **Coefficient de Compressibilité :** Le coefficient de compressibilité est compris entre **21.92 % à 29.23%** .

D’après **TERZAGHI** ( $C_c > 0.5$ ) donc le sol est **Extrêmement compressible**

- **Coefficient de Gonflement :** Le coefficient de gonflement est compris entre **4.49% à 7.09%**

D’après **SANGLERAT** ( $C_g > 0.25$ ) donc c’est un sol gonflant.

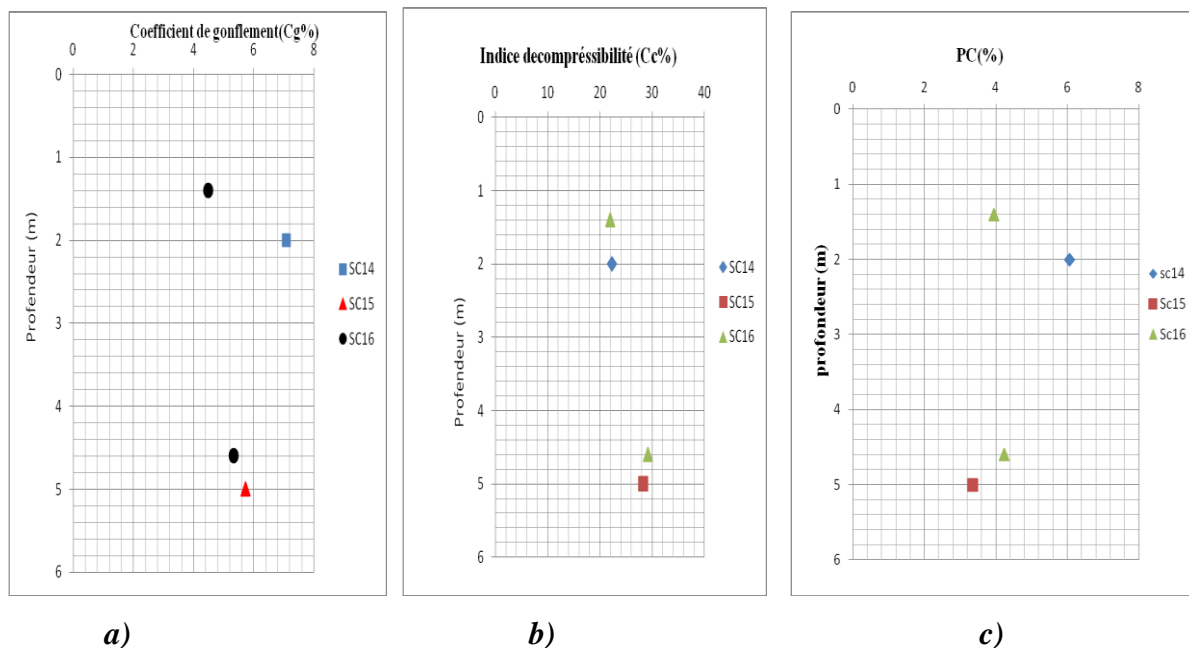


Figure IV.3: Caractéristiques des argiles (essais mécaniques)

Les résultats des essais de chargement-déchargement cycliques, effectués sur des argiles gonflantes dans le chapitre III montrent que la réponse du sol à chaque déchargement est constante ou légèrement différente de la précédente, cette différence entre les valeurs est due à l'effet des réarrangements des particules argileuses. A cet effet, la minéralogie est un paramètre constant pour un sol donné et elle peut être représentée par l'indice de gonflement  $C_g$ .

Ces résultats montrent que le sol en place dont la compressibilité va de **moyenne à assez forte**, est **moyennement gonflant**.

Aussi, on remarque que pour le sondage SC14 (1.50-2.00) l'indice de gonflement  $C_g$  et  $P_g$  sont importants par rapport à d'autres sondages, par contre l'indice de compressibilité  $C_c$  est important au sondage SC16 (4.20-4.60).

D'après la figure (a) représentant le coefficient de gonflement  $C_g$  des trois sondages, on remarque de manière générale  $C_g > 0.25$  indiquant ainsi que le sol est gonflant.

D'après la figure (b) représentant l'indice de compressibilité  $C_c$  des trois sondages, on remarque que  $C_c > 0.5$  indiquant ainsi que le sol est **Extrêmement compressible**.

Au cours de cette campagne d'essais, un classement est effectué selon une classe granulométrique, un pourcentage de minéralogie représenté par l'indice de gonflement et la profondeur des échantillons.

Pour un sol situé à la même profondeur, pour la même qualité et quantité de minéraux argileux, l'effet de la densité apparait clairement sur la pression de gonflement. De ce fait, la densité est dépendante de la profondeur et de l'histoire de l'échantillon. Ces deux derniers paramètres jouent donc un rôle important sur le phénomène de gonflement.

### **IV.3. Classification selon les méthodes empiriques :**

#### **IV.3.1. Classification selon (Seed et al.2, 1962) :**

Relation entre le gonflement libre et l'indice de plasticité

D'après les résultats de l'indice de plasticité ( $23.44\% \leq I_p \leq 26.5\%$ ) : donc A partir du tableau (II.2) selon (Seed et al.2, 1962),  $I_p$  est compris entre (20-35) le potentiel de gonflement est élevé.

- Les résultats de l'activité corrigée sont représentés dans le tableau suivant (IV.6) :  
Avec l'Activité corrigée =  $I_p / (\% 2\mu m - 10)$

**Tableau IV.6 : Les résultats de l'activité corrigée**

Sondages	Profondeur (m)	Ip %	%<2µm	Acor
SC014	1.50-2.00	23,44	28	1,30
	2.50-3.00	25,9	30	1,29
SC015	4.60-5.00	24,69	26	1,54
SC016	1 .20-1.40	23,76	22	1,98
	4.20- 4.60	24,24	31	1,15

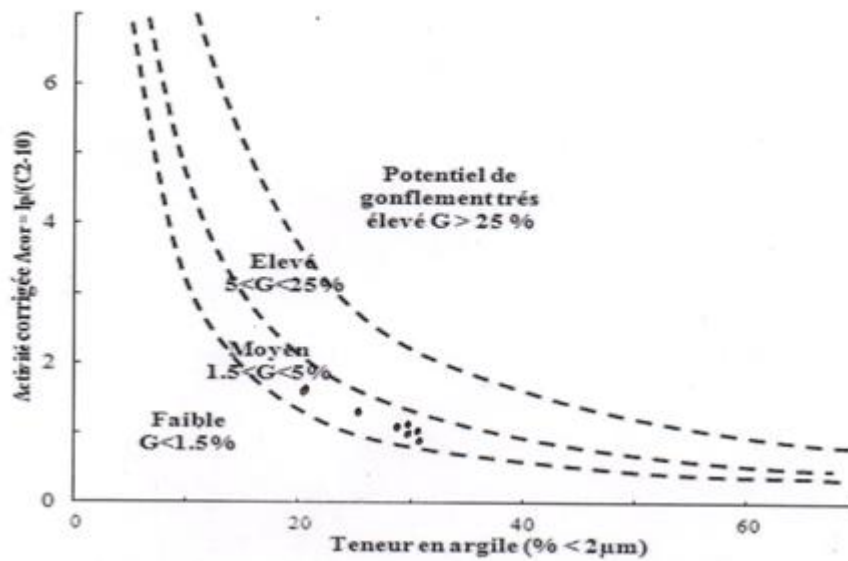


Figure IV.4 : Classification selon (Seed et al.2, 1962)

Le Taux de gonflement G des argiles égale à :  $G = 21.10^{-5} Ip^{2.24}$

L'Activité corrigée est comprise entre ( 1.15% à 1.98% ) et %<2µm est compris entre (22 à 31%) donc d'après la classification de Seed et al le potentiel de gonflement est moyenne . Donc le Taux de gonflement compris entre (1.5<G <5%)

**IV.3.2. Classification selon schen (1988) :**

La Limite de liquidité Wl est comprise entre ( 51.50 % - 56.00% ) d'après la méthode de chen (1988)(Tableau II.3) le potentiel de gonflement est élevé car 40 < Wl < 60%.

**IV.3.3. Classification selon Dakshanamurthy et Raman, (1973) :**

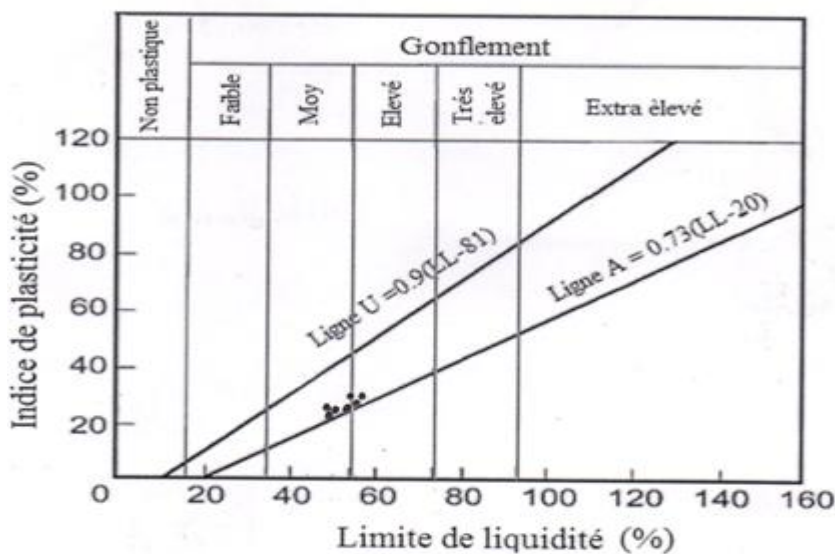


Figure IV. 5 : Classification proposée par Dakshanamurthy et Raman, (1973)

La Limite de liquidité  $Wl$  est comprise entre ( 51.50 % - 56.00% ) et l'indice de plasticité compris (  $23.44\% \leq Ip \leq 26.5\%$  ) D'après la classification proposée par **Dakshanamurthy et Raman, (1973)** le sol est moyennement gonflant.

**IV.3.4. Classification selon de Williams et Donaldson (1980) :**

D'après les résultats (  $23.44\% \leq Ip \leq 26.5\%$  ) et (  $22\% \leq \% < 2 \mu m \leq 31\%$  ) donc la classification du potentiel de gonflement d'après l'abaque de Williams et Donaldson (1980) est élevé à très élevé .

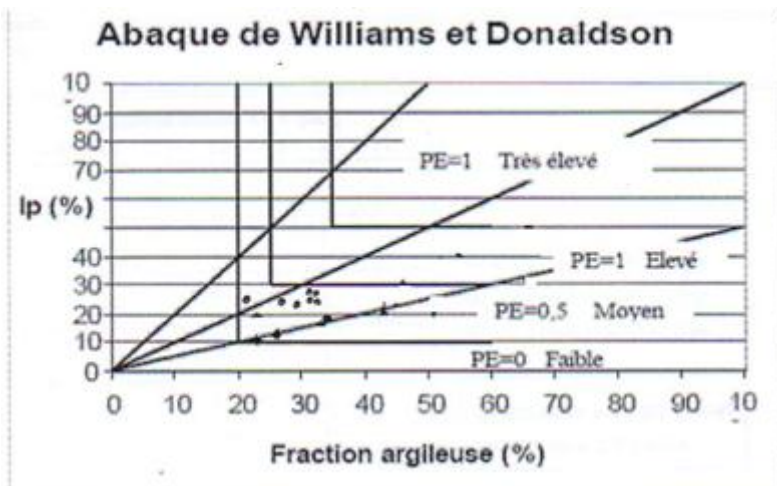


Figure IV. 6 : Classification proposée par Williams et Donaldson (1980)

**IV.3.5. Classification des sols gonflants de Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) et David Komornik (1969) :**

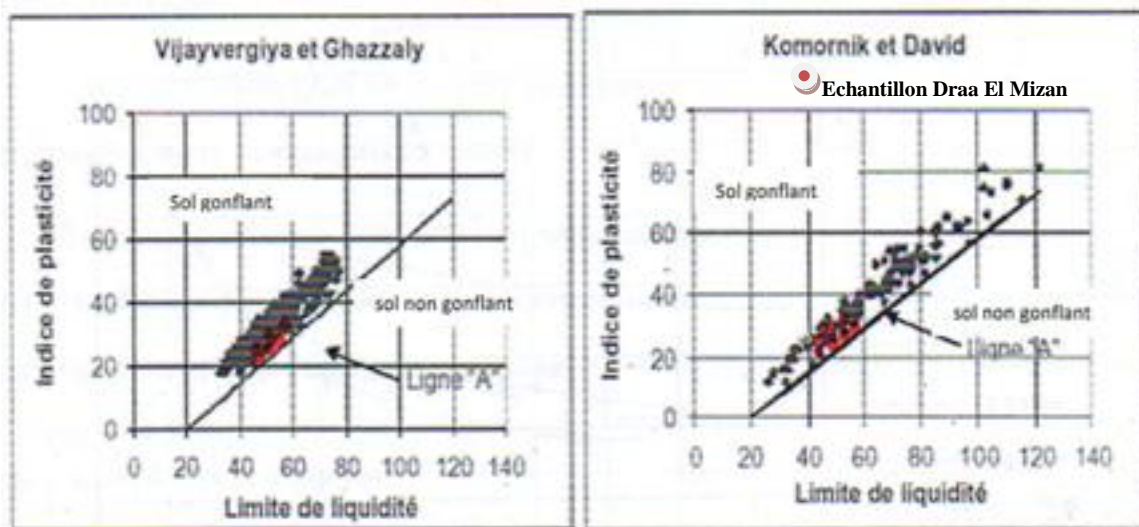


Figure IV.7 : Classification des argiles selon Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) et David Komornik (1969)

D'après les résultats obtenue ( $51.50\% \leq WI \leq 56.0\%$  et  $23.44\% \leq Ip \leq 26.5\%$ ) la situation de c'est points montre que c'est un sol gonflant selon Vijayvergiya et Ghazzaly (1973) et David Komornik (1969) .

**IV.4.Essais de pénétration dynamique (DTR B.C 2.32) :**

*Interprétation des résultats :*

**Ilot 03 (Pd ,23,24,25,26).**

L'ensemble des essais penetrometrique montrent que le sol présente de faible résistance à la pénétration dynamique allant de 3.00 à 6.00 m et enregistre des refus allant de 9.6 à 9.8m.

**Ilot 04 (Pd 27,28,29,30,31,32,33,34)**

Les PDL 27, 28, 29 présentent de faible résistance de 4.00 à 5.00m .les refus obtenus varient entre 7.00m à 9.20m de profondeur.

**IV.5. Essais pressiometriques :**

**Tableau IV.7. : Classification des sites selon RPA 99/version 2003(DTR C248)**

Sondage	PI (bars)	$E_p$ (bars)	$E_p/PI$	$\overline{E_p} / \overline{PI}$	$\overline{E_p}$ (bars)	$\overline{PI}$ (bars)	Catégorie selon RPA
SP13	7.19-51.64	91.53-192.33	9.03-38.52	3.43	100.93	29.415	S2
SP17	5.14 -39.79	71.38-418.05	7.22-16.21	10.89	244.715	22.46	S2

**IV.6 .Capacité portante des fondations:**

Le calcul de la charge limite suppose que le sol est en plasticité parfaite .

On admet que les variations de volume sont nuls au cours de cisaillement donc le schéma correspondra à la rupture par cisaillement généralisé.

La capacité portante de la fondation superficielle peut être calculée par deux méthodes :

\*la première consiste à appliquer au sol la théorie de la plasticité ,donc elle implique la connaissance de la cohésion (C) et de l'angle de frottement interne ( $\phi$ ) du sol.

\* la deuxième consiste à appliquer des méthode empiriques ou semi empiriques basées sur l'interprétation des essais in situ .

Dans la pratique ,le calcul de la capacité portante se présentera toujours sous la forme des coefficients correcteurs à appliquer aux trois terme de la formule de la capacité portante .

**IV.5.1 .La contrainte admissible calculée à partir des essais pénétrométriques :**

(DTU.13.12) ; Règle pour le calcul des fondations superficielles

La contrainte limite de calcul  $Ql$  est obtenue par la formule :

$$Ql = Rp / 5 \text{ à } 7$$

De cette formule nous pouvons estimer la contrainte qui est :

$$Qa = Ql / Fs$$

On retient :

$$Qa = Rp/21$$

avec

$Fs = 3$  (Coefficient de sécurité)

$Rp$  : résistance en pointe

$k = 21$  Coefficient réducteur qui est en fonction de la nature du sol.

2- La contrainte admissible calculée à partir des essais de laboratoire pour une semelle filante soumise à une charge centrée de côté  $B$  et d'encastrement  $D$  :

$$Qa = g_1 \cdot D + 1/3 [ 1/2 \cdot B \cdot g_2 \cdot N_\gamma + g_1 \cdot D \cdot (N_q - 1) + C \cdot N_c ]$$

Avec :

- $Qa$  = Contrainte admissible

- $g_1$  : Poids spécifique humide.

-  $g_2$ : Poids spécifique sec.

- $D$  = Profondeur d'ancrage de la fondation.

- $N_\gamma, N_q, N_c$  : Facteurs de portance fonction de l'angle de frottement interne du sol.

- $C$  = Cohésion.

- $Fs$  = Facteur de sécurité pris égal à 3.

La valeur de  $\Phi$  et les valeurs des Facteurs de portance je les prise du livre de Monsieur MELBOUCI (2009) (Méthode de calcul de stabilité des fondations ,des talus et des ouvrages de soutènement )

**Tableau IV.8 :calcul de la capacité portante du SC14 (2.5-3.0) et SC16(4.2-4.6)**

Ilot 03										
Sondage	D(m)	$g_1(t/m^3)$	$g_2(t/m^3)$	C(bars)	B(m)	$\Phi(^{\circ})$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$	$Qa(bars)$
SC14	3	1.84	1,34	0.57	1	15	2,3	3,9	11	3.23

Ilot 04										
Sondage	D(m)	$\rho_1(t/m^3)$	$\rho_2(t/m^3)$	C(bars)	B(m)	$\Phi(^{\circ})$	$N\gamma$	$N_q$	$N_c$	Qa(bars)
SC16	4	1.88	1.42	0.62	1	15	2,3	3,9	11	3.81

**IV.7. Tassement :**

**IV.7.1. Définition du tassement :** est la déformation verticale d'un sol soumis à des charges extérieures (fondation, remblais, digues,...). Selon ( XP NF P 94 – 090 1 Décembre 1997/XP NF P94-091 Décembre 1995 essai eodomètre) ; la plus importante des tassements est généralement due à la compressibilité des sols, c'est-à-dire au fait qu'ils peuvent diminuer de volume.

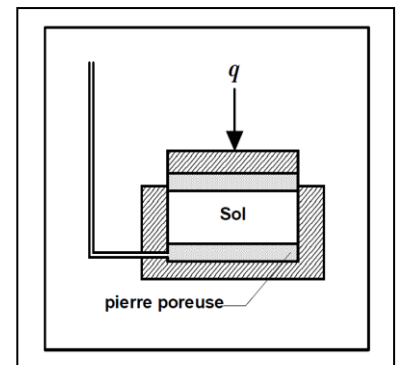


Figure .IV.8 : Schéma de l'appareil oedométrique

Au-delà de ce stade, le tassement du sol se manifeste toujours, et est dû à un réarrangement des grains sans évacuation de l'eau interstitielle, et à des déformations plastiques des couches d'eau adsorbées entourant les grains argileux sous des contraintes effectives constantes dans le temps. Un tel phénomène est appelé fluage, et la consolidation dans cette étape est dite consolidation secondaire ou fluage. Ce tassement évolue très lentement et est prépondérant dans les sols pratiquement imperméables comme la vase et la tourbe.

- compressibilité est le phénomène de diminution de volume. Cela dépend des contraintes effectives dues aux surcharges à différentes profondeurs. (d'après Magnan, 1991)

La compressibilité d'un sol peut résulter de trois phénomènes

- La compression du squelette solide,
- La compression de l'eau et de l'air qui remplissent les vides,
- L'évacuation de l'eau contenue dans les vides.

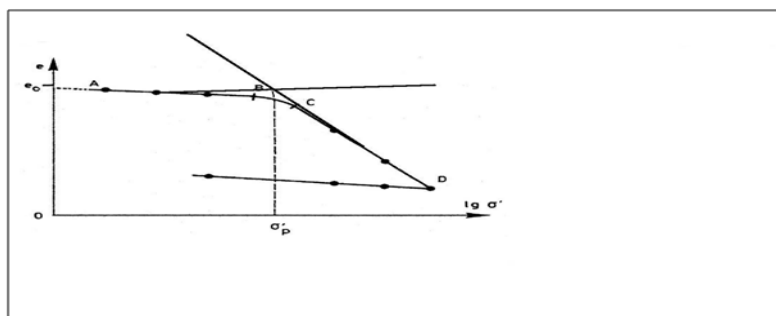


Figure .IV.9: Détermination graphique de la contrainte de préconsolidation  $\sigma'_p$ .

**IV.7.2.Calcul du tassement :**

Le calcul du tassement est basé sur les résultats de l'essai de compressibilité à l'oedomètre. méthode de l'intégration par tranche est souvent utilisée. son principal avantage est qu'elle permet de faire une analyse non linéaire du tassement en fonction des contraintes le tassement calculé correspond à la fin de consolidation primaire et le raisonnement doit se faire par conséquent en contraintes effectives .la référence des profondeurs correspond à la base de la fondation représenté sur la (figure IV.10).en appliquant l'expression suivante :

$$\Delta H = \Delta e \cdot H / (1+e_0)$$

Avec :  $\Delta e = e_0 - e_1$

$e_0$  : indice des vides initial

$e_1$  : indice des vides final

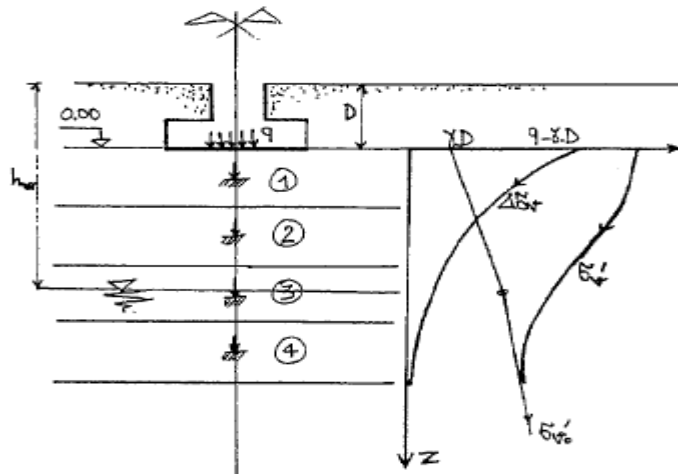


Figure IV.10 Schéma de découpage du sol en des tranches

**ILOT 03**

**Sondage SC14: Profondeur (2.50 m – 3.00 m)**

**Hypothèse de calcul :** La diffusion des contraintes dans le sol dépend de la forme de la semelle (MELBOUCI ) chapitre de diffusion des contraintes dans le sol .

Pour une semelle filante de longueur L et de côté B '.

Q = 1.2 bars (la charge transmise au sol par la semelle)

$\gamma_h = 1.84 \cdot 10^{-3} \text{ Kg/cm}^3$ .

Pc = 0.43 bars

Ct = 14.95 %

Cg = 7.28 %

**Tableau IV.9 : Calcul des tassements pour le SC14 (2.5-3.0)**

Tranche N°	Prof (m)	Z/B'	$\Delta\sigma_v/q'$	$\Delta\sigma_v$ (bar)	$\Delta\sigma_{vo}$ (bar)	$\Delta\sigma_v+\sigma_{vo}$ (bar)	e0	e1	$\Delta H$ (cm)
1	0.50	0.50	0.818	0.98	0.1	1.08	1.012	0.967	2.23
2	1.50	1.50	0.395	0.47	0.3	0.77	1.008	0.977	1.29
3	2.50	2.50	0.249	0.29	0.5	0.79	0.995	0.980	0.70
4	3.50	3.50	0.179	0.21	0.7	0.91	0.986	0.975	0.55

**$\Sigma\Delta H = 4.77\text{cm}$**

Le tassement total obtenu pour cette tranche est  $\Sigma\Delta H = 4.77\text{cm}$  qui est légèrement inférieur à l'admissible selon cette hypothèse de calcul.

**ILOT 04**

**Sondage SC15: Profondeur (4.60 m – 5.00 m)**

**Hypothèse de calcul :**

Pour une semelle filante de longueur L et de côté B'.

Q = 1.2 bars (la charge transmise au sol par la semelle)

$\gamma_h = 1.91 \cdot 10^{-3} \text{ Kg/cm}^3$ .

Pc = 3.35bars

Cc= 28.24%

Cg = 5.72%

**Tableau IV.10: Calcul des tassements pour le SC15 (4.60-5.0)**

Tranche N°	Prof (m)	Z/B'	$\Delta\sigma_v/q'$	$\Delta\sigma_v$ (bar)	$\Delta\sigma_{vo}$ (bar)	$\Delta\sigma_v+\sigma_{vo}$ (bar)	e0	e1	$\Delta H$ (cm)
1	0.50	0.50	0.818	0.98	0.1	1.08	0.983	0.959	1.21
2	1.50	1.50	0.395	0.47	0.3	0.77	0.979	0.965	0.70
3	2.50	2.50	0.249	0.29	0.5	0.79	0.977	0.964	0.65
4	3.50	3.50	0.179	0.21	0.7	0.91	0.969	0.963	0.30

**$\Sigma\Delta H = 2.86\text{cm}$**

Le tassement total obtenu pour cette tranche est  $\Sigma\Delta H = 2.86\text{cm}$  qui est inférieur à l'admissible selon cette hypothèse de calcul.

**Sondage SC16: Profondeur (4.20-4.60 m)**

**Hypothèse de calcul :**

Pour une semelle filante de longueur L et de côté B'.

Q = 1.2 bars (la charge transmise au sol par la semelle)

$\gamma_h = 1.91 \cdot 10^{-3} \text{ Kg/cm}^3$ .

Pc = 4.23bars

Cc= 29.23%

Cg = 5.33%

**Tableau IV.11:calcul des tassements pour le SC16(4.20-4.60)**

Tranche N°	Prof (m)	Z/B'	$\Delta\sigma_v/q'$	$\Delta\sigma_v$ (bar)	$\Delta\sigma_{vo}$ (bar)	$\Delta\sigma_v+\sigma_{vo}$ (bar)	e0	e1	$\Delta H$ (cm)
1	0.50	0.50	0.818	0.98	0.1	1.08	0.673	0.644	1.73
2	1.50	1.50	0.395	0.47	0.3	0.77	0.669	0.653	0.95
3	2.50	2.50	0.249	0.29	0.5	0.79	0.661	0.652	0.54
4	3.50	3.50	0.179	0.21	0.7	0.91	0.654	0.646	0.48

**$\Sigma\Delta H = 3.71 \text{ cm}$**

Le tassement total obtenu pour cette tranche est  $\Sigma\Delta H = 3.71 \text{ cm}$  qui est inférieur à l'admissible selon cette hypothèse de calcul.

**IV.8. Classification des sols vis-à-vis de la compressibilité :**

Soit  $\sigma'_p$  la pression de pré consolidation, trois cas sont possibles, selon la valeur de  $\sigma_0$  la contrainte effective verticale appliquée à un sol situé à la profondeur z.

**Sol surconsolidé**  $\sigma'_p > \sigma_0$  (noté : O.C)

$\sigma_0 = \gamma_h \times z$

Un sol est dit surconsolidé s'il a subit au cours de son historique une pression supérieure à l'actuelle pression due au poids des terres.

**sol normalement consolidé**  $\sigma'_p = \sigma_0$  (noté : N.C)

C'est un sol qui a tassé sous son propre poids et qui n'a jamais subi d'autres pressions supérieures à celles de l'actuelle.

**Sol sous consolidé**  $\sigma'_p < \sigma_0$  (noté : U.C)

Ces sols sont en cours de consolidation sous leur poids propre, il s'agit de récents remblais mal ou non compactés ou bien d'une vase.

Dans notre cas :

**Ilot 03** : Pour le sondage SC14 (1.5-2.0 ) on a la contrainte verticale  $\sigma_0 = 1.89 \times 2 = 0.378$ bars et d'après l'essai de compressibilité à l'oedomètre  $\sigma'_p = 6.07$  bars donc ( $\sigma'_p > \sigma_0$ ) c'est un sol **sur-consolidé** .

**Ilot 04** : Pour le sondage SC16 (4.2-4.6 ) on a la Contrainte vertical  $\sigma_0 = 1.88 \times 4.6 = 8.65$ bars et d'après l'essai de compressibilité à l'oedomètre  $\sigma'_p = 4.23$  bars donc ( $\sigma'_p < \sigma_0$ ) c'est un sol **sous consolidé** .

#### **IV.9. ANALYSES CHIMIQUES :**

Les résultats des analyses chimiques réalisées au laboratoire de BOUIRA, montrent que le sol en place est d'agressivité forte à l' endroit des deux ilots 03 et 04 voir sondages SC14 et SC16 (Selon la Norme FD P 18-011 décembre 2009).les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

**Tableau IV.12 : Résultats de l'analyse chimique.**

sondage	Profondeur(m)	Sulfates SO4-	Carbonates CaCO3	Chlorures Cl-	Matières organiques
Sc14	1.50-2.00	2.38	8.40	Traces	0.65
SC15	4.60-5.00	Traces	26.88	Traces	1.09
SC16	1.20-1.40	1.64	16.80	0.1	0.99
SC16	4.20-4.60	Traces	33.60	0.14	1.30

Observations : Agressivité Forte selon la norme FDP18-011 du 12/09.

#### **IV.10 .PRECAUTION A PRENDRE :**

- Eviter à tout pris les variations différentielles de teneur en eau sous la construction ainsi qu'à son voisinage immédiat.
- Penser que l'on peut toujours équilibrer une pression de gonflement par une égale pression de fondation( voir Figure IV.11) .Dans le cas de bâtiments légers sur semelle isolée de petite dimension ,même à pression égale , vu la répartition et la diffusion des contraintes dans le sol , les niveaux semi profond ne sont pas équilibré par la pression de fondation ( voir Figure IV.12).

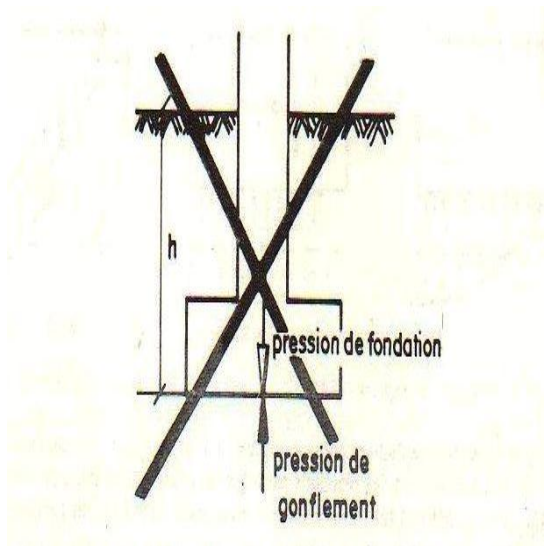


Figure IV.11 : Faux équilibre des pressions

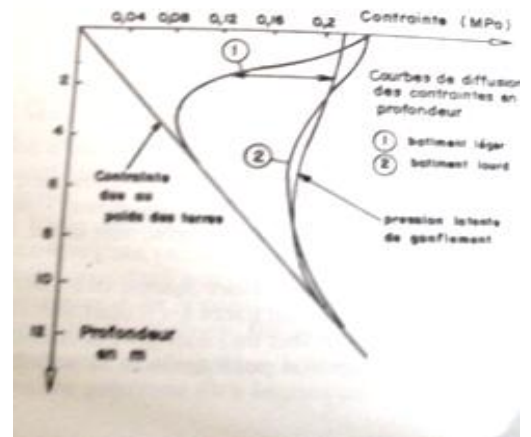


Figure IV.12 : Diagramme comparatif pression de gonflement – diffusion des contraintes

- Poser des drains près des fondations, en posant que l'on pourrait ainsi stopper ou limiter les apports d'eau dans l'argile mais il faut bien voir :
  - Qu'une argile ne se draine pas par simple gravité,
  - Sauf technologies coûteuses et entretien, les drains se colmatent et constituent souvent des réserves d'eaux qui vont alimenter le gonflement.

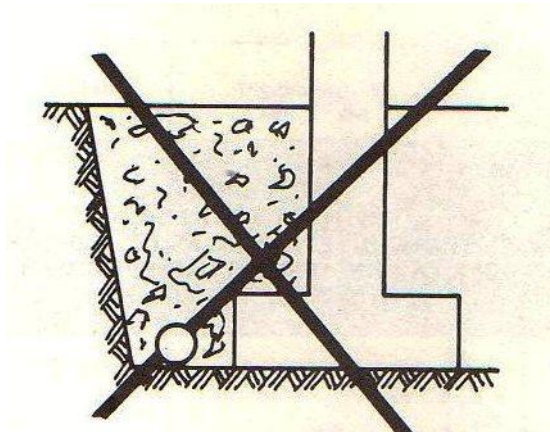
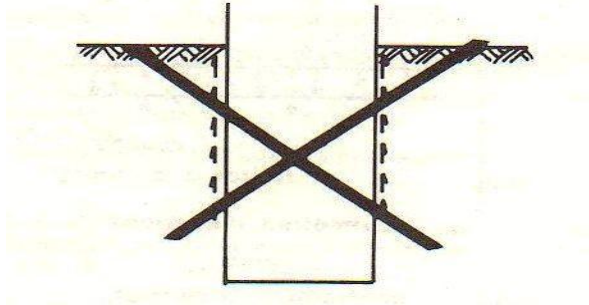


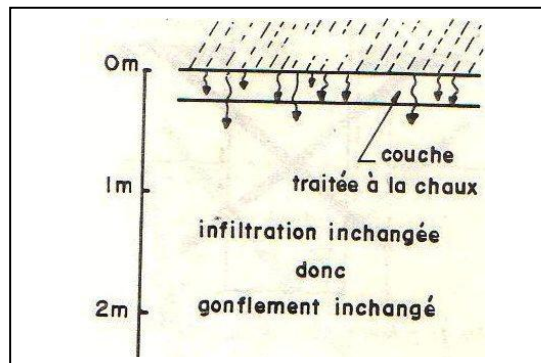
Figure IV.13 : Drainage dangereux

- Se fonder par puits court jusqu'à un niveau non gonflant ,mais sans précaution sur le fût du pieu .



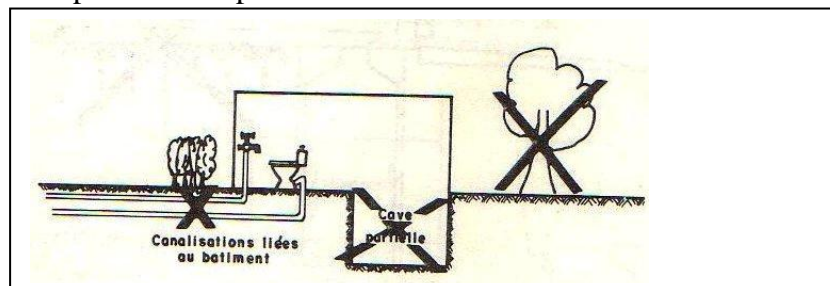
*Figure IV.14 : Risque de frottement latéral ascendant*

- Traiter le sol à la chaux uniquement en surface, cela ne change rien au gonflement des couches semi profondes et ne constitue pas une barrière à l'eau vis-à-vis de ces couches.



*Figure IV.15 : Traitement de surface à la chaux*

- **Les dispositions constructives aggravantes**
  - Réseaux (AE, EP, EU) rigidement solidaires des structures ; ruptures ; fuites.
  - Caves partielles.
  - Plantations.
  - Non prise en compte des actions différentielles .



*Figure IV.16 : Dispositions aggravantes*

*-D'après tous ces précautions on peut conclure que une structure adaptée aux sols gonflants ne se réduit pas uniquement à des fondations adaptées.*

#### **IV.11 .LES DISPOSITIONS A RETENIR :**

##### ***IV.11.1. Suppression de toute arrivée ou retrait d'eau :***

- ✓ Pas de végétation pouvant avoir une influence au niveau des fondations.
- ✓ Pas de flux de chaleur : fours.....
- ✓ Pas de rupture de canalisation, en particulier au passage entre la construction et l'extérieur.
- ✓ Pas de fuite de réservoir.
- ✓ Empêcher les écoulements par les fissures dans les argiles si la pente est relativement forte.

***IV.11.2. Création d'un « trottoir » imperméable périphériques relié de façon souple à la construction :*** avec pose d'un acrotère permettant d'éviter que l'eau pluviale ne s'infilte entre le trottoir et la face du mur.

***IV.11.3. Pose d'une membrane imperméable sous les remblais éventuels servant d'assise aux dallages intérieurs.***

***IV.11.4. Réalisation de ces aménagements : à la fin de la saison pluvieuse si possible.***

❖ Les dispositions consistant à l'imperméabiliser le sol sur une surface suffisante contenant la construction pourraient être également valables pour les routes .Malheureusement, les membranes imperméables coûtent cher pour de grandes surfaces et les tentatives de remplacement par des produits bitumineux n'ont pas conduit à de bons résultats, compte tenu de la fissuration progressive de la couche .La solution peut alors résider dans les traitements des sols (voir la **Figure IV.17**).

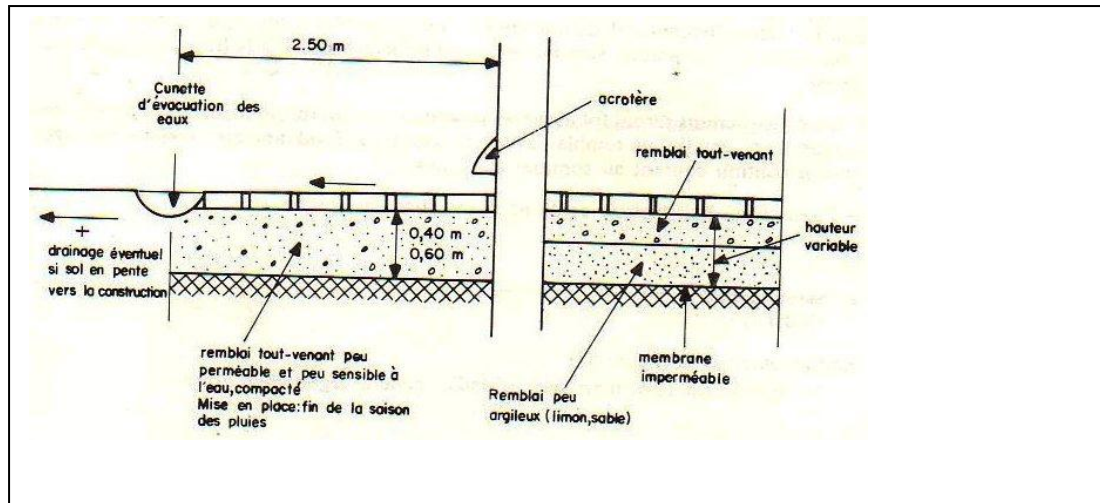


Figure IV.17 : Dispositions constructives générales

### CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS :

L'étude du projet de 500/1000 logement AADL site 01 DRAA EL MIZAN a été basée sur l'interprétation des résultats de trois sondages carottés et douze essais au pénétromètre dynamique et deux sondages pressiométriques.

L'analyse des résultats de cette investigation nous a permis de conclure que :

- Du point de vue morphologique, le site étudié présente une faible pente.
- Du point de vue stabilité, aucun indice d'instabilité n'a été observé au niveau de l'assiette du projet.

La géologie du site est constituée par une formation de marne schisteuse gisant profondément, surmontée par des marnes altérées et d'argile marneuse et d'argiles brunâtres par endroit, l'ensemble est recouvert par une couche de terre végétale et de remblais par endroit comme indique les sondages carottés.

L'ensemble des essais pénétrométriques montrent que le sol est hétérogène détenant un pouvoir portant faible à moyen.

Les essais de laboratoire ont montré que le sol est peu à très plastique et moyennement compressible à assez fortement compressible et moyennement gonflant à gonflant.

L'analyse chimique a été effectuée et révélée une agressivité forte vis-à-vis du béton des fondations au niveau des ilots 03 et 04.

Compte tenu de la nature géologique du terrain et de l'ensemble des résultats, nous vous suggérons :

**ILOT03**

L'analyse des coupes des sondages réalisés a montré que le terrain étudié est formé par des marnes schisteuses grisâtres compactes surmontées par une formation d'argiles schisteuse et d'argiles marneuse par endroit. L'ensemble est recouvert par une couche terre végétale.

Les essais pénétrométriques montrent que le sol présente de faible résistance à la pénétration dynamique allant de 3.00 à 6.00 m.

Pour les fondations de type filantes ou radier :

Un taux de travail de l'ordre de 1.2 bars., une profondeur d'ancrage des fondations dans les argiles schisteuse à partir de 3.00m.

Ou bien Avec :

Un taux de travail de l'ordre de 2 bars, une profondeur d'ancrage des fondations dans la marne schisteuse grisâtre avec la possibilité de créer des sous sols, ou bien des fondations profondes.

Sachant que la marne schisteuse grisâtre est localisée entre 6.00 m à 8.00 m.

**ILOT04**

L'analyse des coupes des sondages réalisés a montré que le terrain étudié est formé par des marnes schisteuses grisâtres compactes surmontées par une formation de marnes altérées et d'argiles brunâtres à concrétions calcaires. L'ensemble est recouvert par une couche de remblais de 1.60m comme l'indique le sondage SC15.

Les essais pénétrométriques montrent que le sol présent de faible résistance à la pénétration dynamique allant de 4.00 à 5.00 m.

Dans le ca d'utilisation de fondations superficielles de type filantes ou radier, un taux de travail de l'ordre de 1.2 bars, avec une profondeur d'ancrage de celles-ci dans la marne altérée à partir de 5.00m.

Ou bien Avec :

Un taux de travail de l'ordre de 2 bars, une profondeur d'ancrage des fondations dans la marne schisteuse grisâtre avec la possibilité de créer des sous sols, ou bien des fondations profondes. Sachant que marne schisteuse grisâtre est localisée à partir de 7.50 m.

Prévoir un drainage périphérique aux alentours du projet.

## Conclusion générale

---

### *CONCLUSION GENERALE*

Les paramètres d'identifications et les paramètres d'états confirment la présence des sols argileux, très plastiques, de teneur en eau moyenne à élevée et d'une densité moyenne à élevée. A partir de ces paramètres simples et rapides, une étude du potentiel de gonflement est réalisée en utilisant les méthodes de classification graphiques et empiriques, toutes les méthodes de classifications montrent la présence du risque de gonflement. Donc l'estimation du potentiel de gonflement en utilisant les méthodes de classifications a pour objectif d'orienter la campagne de reconnaissance vers les essais de gonflement.

Ces méthodes estimatives sont marquées par l'attribution de deux à trois prévisions de gonflement pour un même site, cela est expliqué par les limites d'utilisation de ces méthodes elles-mêmes.

Les essais mécaniques de gonflement réalisés au laboratoire confirment à leurs tours la prévision du gonflement dans la majorité des sondages étudiés.

L'étude du phénomène de gonflement des argiles, fait appel à plusieurs connaissances concernant les paramètres géotechniques de granulométrie, de consistance et environnementaux. Ceci est dû au fait que le sol argileux est un sol complexe compte tenu de la taille de ses grains constitutifs et de sa minéralogie très complexe. En plus de cette complexité liée à la structure elle-même de l'argile, le phénomène de gonflement est un phénomène naturel, qui dépend à la fois de plusieurs paramètres.

# **ANNEXE 01**



LABORATOIR DE L'HABITAT ET DE CONSTRUCTION  
DU CENTRE  
UNITE DE TIZI OUZOU

RAPPORT DE FORAGE

Sondage : S 14

Projet : 500/1000 LOGS AADL DRAA AL MIZAN

Dossier N° : 38/16

Endroit : DRAA AL MIZAN

Client : MCC ALGERIE

Date début : 24/07/2016  
Date fin : 24/07/2016  
Profondeur forée (m) : 15  
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:  
X :  
Y :  
Z :

Boue de forage :  
Type forage :  
Foreuse :

Etat des échantillons :

Intact Remanié Paraffiné Roche

Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1 + N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
		25	50	75	100								
-0.50	0.50												Remblais
1.00	1.00												Argile brunatre gravleuse .
2.00	2.40												Argile marneuse a concretion calcaire
3.00	2.40												Argile schisteuse verdatre
4.00	4.00												Marne alterée
5.00	5.60												Marne schiteuse grisatre compacte
6.00													
7.00													
8.00													
9.00													
10.00													
11.00													
12.00													
13.00													
14.00													
15.00	-15.00 15.00												Fin du forage à une profondeur de 15 m.
16.00													
17.00													

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :

ABREVIATIONS :

CF : Carottier fendu  
TM : Tube à paroi mince  
PS : Tube à position fixe  
CR : Tube carottier  
TD : Tube ouvert

AG : Analyse granulométrique  
S : Sédimentométrie  
L : Limites d'Atterberg(AR, PI)  
W : Teneur en eau  
PV : Poids volumique(Ds, Gt)  
AC : Analyse chimique  
CIS : Cisaillement rectiligne  
TR : Cisaillement Triaxial  
Rc : Résistance à la compression  
OED : Essai oedométrique  
GL : Gonflement libre  
R : Retus à l'entassement

Préparé par :

Vérifié par :

02/08/2016

Page : 1 de 1



**LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE CONSTRUCTION  
DU CENTRE  
UNITE DE TIZI OUZOU**

**RAPPORT DE FORAGE**

Sondage : S 15

Projet : 500/1000 LOGS AADL DRAA AL MIZAN

Dossier N° : 38/16

Endroit : DRAA ALMIZAN

Client : MCC ALGERIE

Date début : 25/07/2016  
Date fin : 25/07/2016  
Profondeur forée (m) : 15  
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:  
X :  
Y :  
Z :

Boue de forage :  
Type forage :  
Foreuse :

Etat des échantillons :  
Intact  Remanié  Paraffiné  Roche

Échelle (m)	Élévation (m)	Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1+ N2)	ROD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
			25	50	75	100								
1,0	-1,60	1,60											Remblais	
2,0	1,60												Argile brunatre	
3,0	-3,00	3,00											Marne altérée a concretion calcaire.	
4,0	-4,00	4,00											Marne altérée	
5,0														
6,0														
7,0														
8,0	-8,50	8,50											Marne schisteuse grisatre compacte	
9,0														
10,0														
11,0														
12,0													Fin du forage à une profondeur de 15 m.	
13,0														
14,0														
15,0	-15,00	15,00												
16,0														
17,0														

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :

ABREVIATIONS :

CF : Carottier fendu  
TM : Tube à paroi mince  
PS : Tube à position fixe  
CR : Tube carottier  
TO : Tube ouvert

AG : Analyse granulométrique  
S : Sédimentométrie  
L : Limites d'Atterberg(WL, IP)  
W : Teneur en eau  
PV : Poids volumique(Gd, Gh)  
AC : Analyse chimique

CIS : Cisaillement rectiligne  
TR : Cisaillement Triaxial  
Rc : Résistance à la compression  
OED : Essai oedométrique  
GL : Gonflement libre  
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

02/08/2016

Page : 1 de 1



**LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE CONSTRUCTION**  
**DU CENTRE**  
**UNITE DE TIZI OUZOU**

**RAPPORT DE FORAGE**

**Sondage : S 16**

Projet : 500/1000 LOGS AADL DRAA AL MIZAN  
 Endroit : DRAA ALMIZAN

Dossier N° : 38/16  
 Client : MCC ALGERIE

Date début : 26/07/2016  
 Date fin : 26/07/2016  
 Profondeur forée (m) : 15  
 Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:  
 X :  
 Y :  
 Z :

Boue de forage :  
 Type forage :  
 Foreuse :

Etat des échantillons :



Echelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération				SPT (N1+N2)	RQD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
		25	50	75	100								
-0,50	0,50												Remblais
1,0	-1,20												Argile brunatre
2,0	1,20												Argile marneuse
3,0													
4,0	-4,00												Marne altérée a concretions calcaires
5,0	4,00												
6,0													
7,0	-7,50												
8,0	7,50												
9,0													
10,0													
11,0													
12,0													Marne schisteuse grisatre compacte
13,0													
14,0													
15,0	-15,00												
16,0	15,00												Fin du forage à une profondeur de 15 m.
17,0													

REMARQUES :

TYPE D'ECHANTILLON :

CF : Carottier fendu  
 TM : Tube à paroi mince  
 PS : Tube à position fixe  
 CR : Tube carottier  
 TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique  
 S : Sédimentométrie  
 L : Limites d'Atterberg(WL,IP)  
 W : Teneur en eau  
 PV : Poids volumique(Gd, Gh)  
 AC : Analyse chimique  
 CIS : Cisaillement rectiligne  
 TR : Cisaillement Triaxial  
 Rc : Résistance à la compression  
 OED : Essai oedométrique  
 GL : Gonflement libre  
 R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

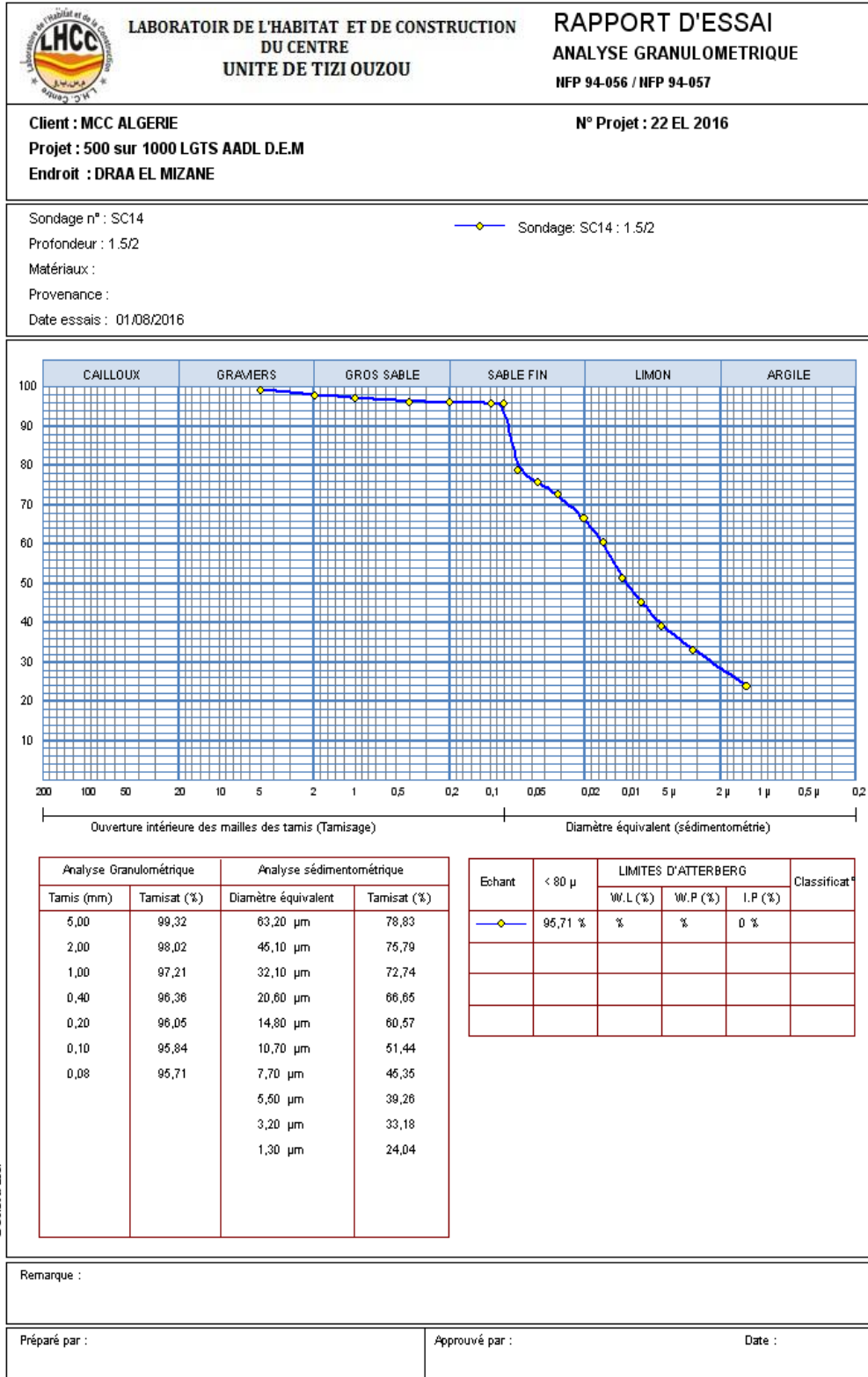
Vérfié par :

02/08/2016

Page : 1 de 1

# ANNEXE 02

Tableau III.4 : Les résultats d'essai de l'analyse granulométrique





Client : MCC ALGERIE  
Projet : 500 sur 1000 LGTS AADL D.E.M  
Endroit : DRAA EL MIZANE

N° Projet : 22 EL 2016

Sondage n° : SC14

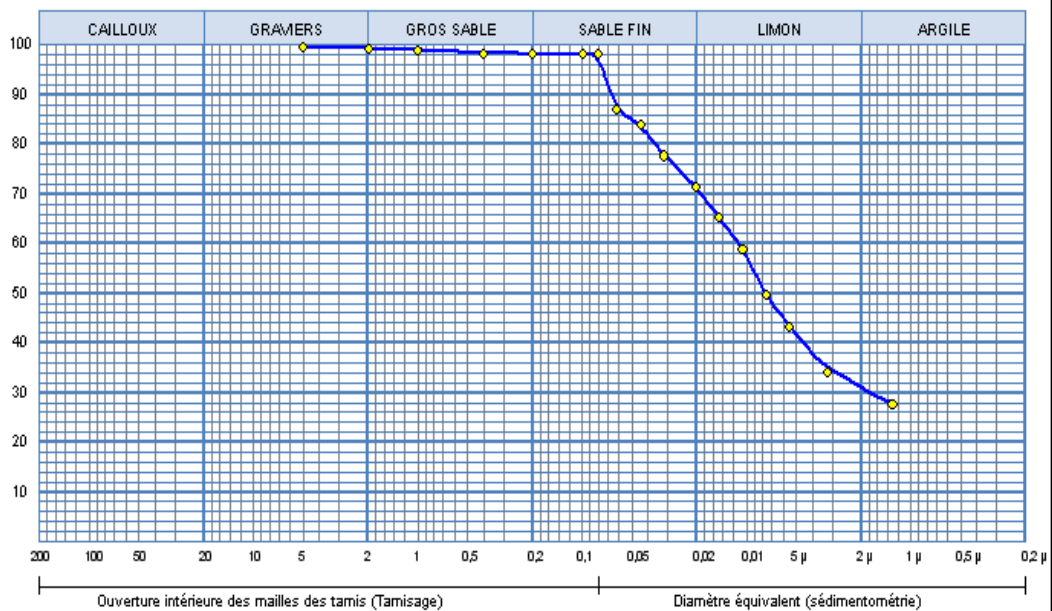
—●— Sondage: SC14 : 2.5/3

Profondeur : 2.5/3

Matériaux :

Provenance :

Date essais : 01-08-2016



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
5,00	99,66	62,20 μm	87,08
2,00	99,31	44,40 μm	83,96
1,00	98,98	31,90 μm	77,72
0,40	98,40	20,50 μm	71,47
0,20	98,20	14,70 μm	65,23
0,10	98,17	10,60 μm	58,99
0,08	98,15	7,60 μm	49,63
		5,50 μm	43,38
		3,20 μm	34,02
		1,30 μm	27,78

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—●—	98,15 %	%	%	0 %	

© Solbets 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

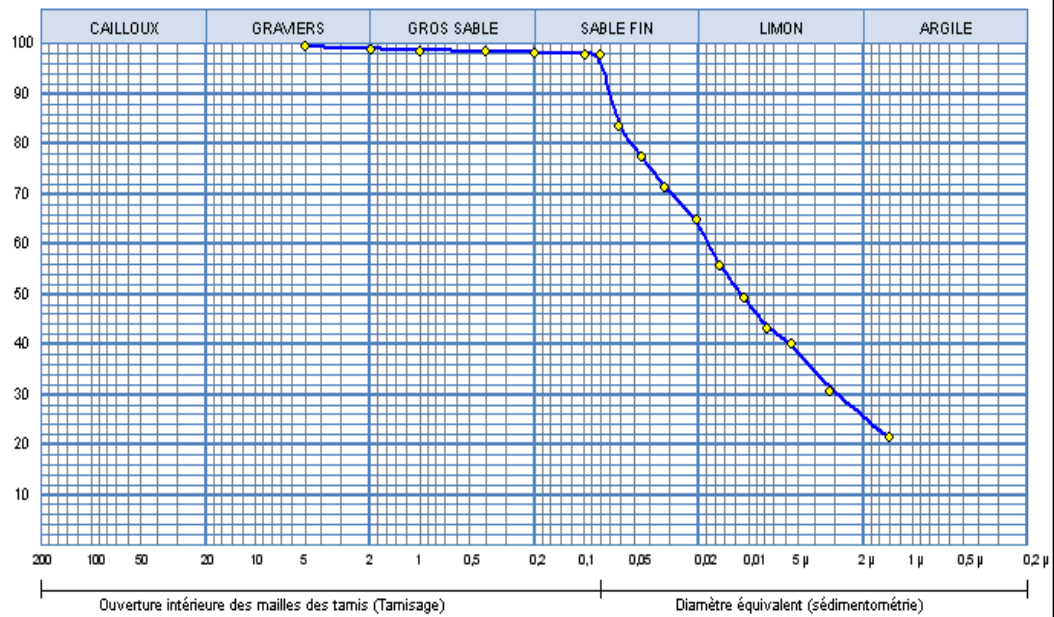


Client : MCC ALGERIE  
Projet : 500 sur 1000 LGTS AADL D.E.M  
Endroit : DRAA EL MIZANE

N° Projet : 22 EL 2016

Sondage n° : SC15  
Profondeur : 4.6/5  
Matériaux :  
Provenance :  
Date essais : 01-08-2016

—◆— Sondage: SC15: 4.6/5



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)
5,00	99,52	62,70 μm	83,78
2,00	99,00	45,10 μm	77,55
1,00	98,73	32,40 μm	71,32
0,40	98,46	20,80 μm	65,09
0,20	98,26	15,00 μm	55,75
0,10	98,01	10,80 μm	49,52
0,08	97,94	7,70 μm	43,29
		5,50 μm	40,18
		3,20 μm	30,83
		1,40 μm	21,49

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—◆—	97,94 %	%	%	0 %	

© Soltechs 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

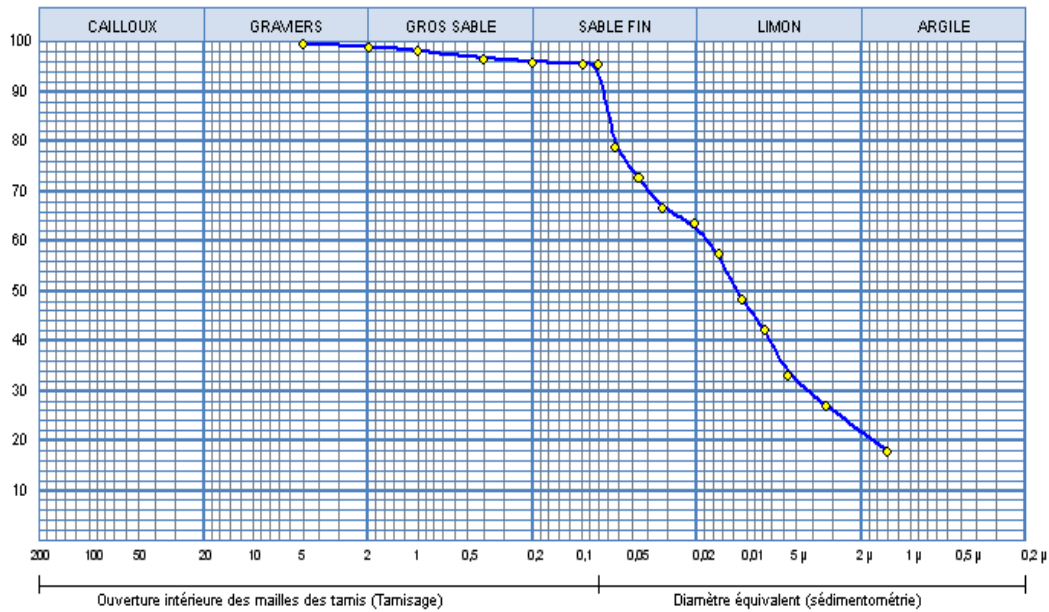


Client : MCC ALGERIE  
Projet : 500 sur 1000 LGTS AADL D.E.M  
Endroit : DRAA EL MIZANE

N° Projet : 22 EL 2016

Sondage n° : SC16  
Profondeur : 1.2/1.4  
Matériaux :  
Provenance :  
Date essais : 04-08-2016

—◆— Sondage: SC16: 1.2/1.4



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
5,00	99,67	63,20 μm	78,75
2,00	99,02	46,50 μm	72,67
1,00	98,28	32,70 μm	66,58
0,40	96,89	20,80 μm	63,54
0,20	96,00	14,90 μm	57,46
0,10	95,64	10,80 μm	48,34
0,08	95,61	7,70 μm	42,26
		5,60 μm	33,14
		3,30 μm	27,06
		1,40 μm	17,94

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—◆—	95,61 %	%	%	0 %	

© Solists 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

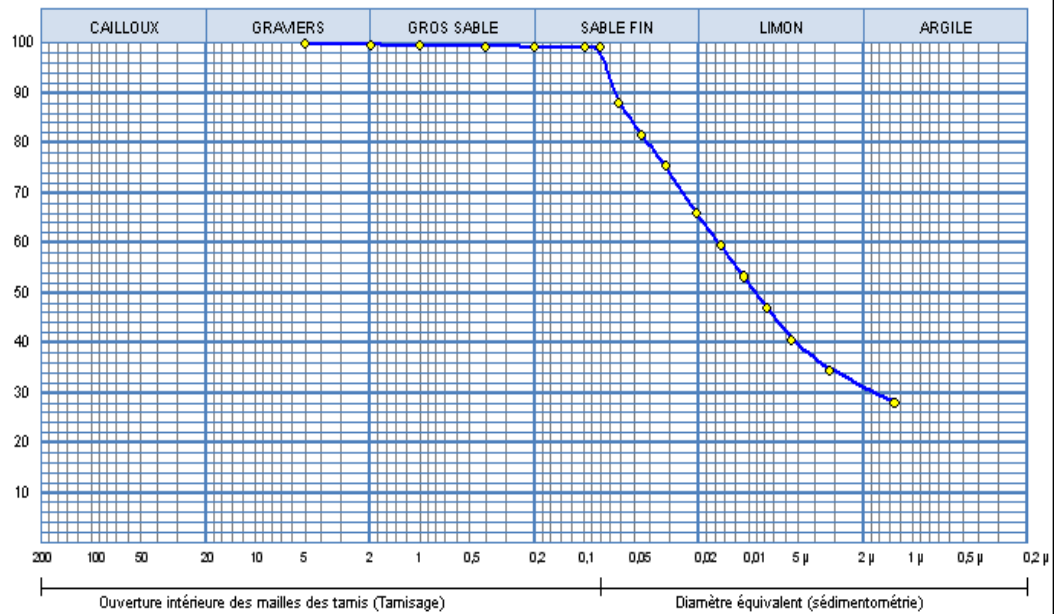


Client : MCC ALGERIE  
Projet : 500 sur 1000 LGTS AADL D.E.M  
Endroit : DRAA EL MIZANE

N° Projet : 22 EL 2016

Sondage n° : SC16  
Profondeur : 4.2/4.6  
Matériaux :  
Provenance :  
Date essais : 01-08-2016

—●— Sondage: SC16: 4.2/4.6



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique	
Tamis (mm)	Tamisat (%)	Diamètre équivalent	Tamisat (%)
5,00	99,93	62,20 μm	87,98
2,00	99,65	44,70 μm	81,67
1,00	99,44	32,10 μm	75,36
0,40	99,34	20,80 μm	65,90
0,20	99,24	14,90 μm	59,60
0,10	99,19	10,70 μm	53,29
0,08	99,16	7,70 μm	46,98
		5,50 μm	40,68
		3,20 μm	34,37
		1,30 μm	28,06

Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat°
		W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
—●—	99,16 %	%	%	0 %	

© Solstis 2007

Remarque :

Préparé par : \_\_\_\_\_ Approuvé par : \_\_\_\_\_ Date : \_\_\_\_\_

# **ANNEXE 03**

## TENEUR EN EAU-DENSITE APPARENTE

Selon NF P 94-050 septembre 1995/NF P 94-050 octobre 1991(methode par immersion dans l'eau)

Projet : 500/1000logts AADL DEM

SONDAGE : **SC 16** PROFONDEUR : **4.2-4.6**

Date début d'essai :01-08-2016

Température de séchage : 50°C

Echantillon : Intact paraffiné

ECHANTILLONS		I		II		III		IV	
N° tare		28	19	12	77	23	27	14	26
P,H + tare		163,40	160,33	155,68	168,51	150,63	137,83	152,19	147,38
P,S + tare		133,57	131,01	127,10	138,24	125,22	114,64	125,7	121,67
P , tare		38,91	38,35	36,92	39,33	38,76	36,95	34,51	40,65
P,eau		29,83	29,32	28,58	30,27	25,41	25,41	23,19	25,71
P sol sec		94,66	92,66	90,18	98,91	86,46	86,46	77,69	81,02
teneur en eau		31,51	31,64	31,69	30,60	29,39	29,39	29,85	31,73
Moyenne		31,58		31,15		29,39		30,79	
PH + paraffine		353,40		335,70		334,30		349,80	
Poids humide		344,40		327,20		326,30		342,60	
poids paraffine		9,00		8,50		8,00		7,20	
P,materiau dans l'eau		161,5		152,9		152,8		159,4	
volume brute		191,9		182,8		181,5		190,4	
volume paraffine		10,00		9,44		8,89		8,00	
volume net		181,90		173,36		172,61		182,40	
densite humide		1,89		1,89		1,89		1,88	
teneur en eau		31,58		31,15		29,39		30,79	
densite seche		1,44		1,44		1,46		1,44	
MOYENNE									
N° ECHANTILLON	W %	$\gamma_h$		$\gamma_d$		Ws %		Sr %	
I,II,III,IV	30,73	1,89		1,44		32,26		95,24	

## TENEUR EN EAU-DENSITE APPARENTE

Selon NF P 94-050 septembre 1995/NF P 94-050 octobre 1991(methode par immersion dans l'eau)

Projet : 500/1000logts AADL DEM

SONDAGE : **SC 14** PROFONDEUR : **2.5-3.0**

Date début d'essai :01-08-2016

Température de séchage : 50°C

Echantillon : Intact paraffiné

ECHANTILLONS		I		II		III		IV	
N° tare		15	22	11	25	76	16	29	24
P,H + tare		186,99	217,16	182,13	199,99	182,37	186,17	214,94	180,47
P,S + tare		143,63	168,29	141,30	154,60	146,50	145,35	170,08	140,57
P , tare		36,92	37,44	38,37	38,69	38,69	38,15	35,39	36,50
P,eau		43,36	48,87	40,83	45,39	35,87	35,87	40,82	39,90
P sol sec		106,71	130,85	102,93	115,91	107,81	107,81	107,20	104,07
teneur en eau		40,63	37,35	39,67	39,16	33,27	33,27	38,08	38,34
Moyenne		38,99		39,41		33,27		38,21	
PH + paraffine		368,50		333,60		337,00		411,00	
Poids humide		364,30		330,10		334,50		406,60	
poids paraffine		4,20		3,50		2,50		4,40	
P,materiau dans l'eau		162,7		150,9		153,6		187,7	
volume brute		205,8		182,7		183,4		223,3	
volume paraffine		4,67		3,89		2,78		4,89	
volume net		201,13		178,81		180,62		218,41	
densite humide		1,81		1,85		1,85		1,86	
teneur en eau		38,99		39,41		33,27		38,21	
densite seche		1,30		1,32		1,39		1,35	
		MOYENNE							
N° ECHANTILLON	W %	$\gamma_h$		$\gamma_d$		Ws %		Sr %	
I,II,III,IV	37,47	1,84		1,34		37,57		99,73	

## TENEUR EN EAU-DENSITE APPARENTE

Selon NF P 94-050 septembre 1995/NF P 94-050 octobre 1991(methode par immersion dans l'eau)

Projet : 500/1000logts AADL DEM

SONDAGE : **SC 14** PROFONDEUR : **12.5-13.0**

Date début d'essai :01-08-2016

Température de séchage : 50°C

Echantillon : Intact paraffiné

ECHANTILLONS		I		II		III		IV	
N° tare		20	30	71	84	70	73	21	13
P,H + tare		118,06	102,37	75,07	129,46	143,99	87,34	167,98	110,04
P,S + tare		108,00	93,62	70,19	116,20	129,42	81,16	154,3	100,27
P , tare		38,20	37,42	37,70	36,10	39,66	39,77	37,34	37,94
P,eau		10,06	8,75	4,88	13,26	14,57	14,57	6,18	9,77
P sol sec		69,80	56,20	32,49	80,10	89,76	89,76	41,39	62,33
teneur en eau		14,41	15,57	15,02	16,55	16,23	16,23	14,93	15,67
Moyenne		14,99		15,79		16,23		15,30	
PH + paraffine		141,90		129,80		133,90		118,60	
Poids humide		134,20		124,90		126,30		111,10	
poids paraffine		7,70		4,90		7,60		7,50	
P,materiau dans l'eau		65,1		60,2		60,2		53,6	
volume brute		76,8		69,6		73,7		65	
volume paraffine		8,56		5,44		8,44		8,33	
volume net		68,24		64,16		65,26		56,67	
densite humide		1,97		1,95		1,94		1,96	
teneur en eau		14,99		15,79		16,23		15,30	
densite seche		1,71		1,68		1,67		1,70	
		MOYENNE							
N° ECHANTILLON	W %	$\gamma_h$		$\gamma_d$		Ws %		Sr %	
I,II,III,IV	15,58	1,95		1,69		22,20		70,18	

## TENEUR EN EAU-DENSITE APPARENTE

Selon NF P 94-050 septembre 1995/NF P 94-050 octobre 1991(methode par immersion dans l'eau)

Projet : 500/1000logts AADL DEM

SONDAGE : **SC 15** PROFONDEUR : **4.6-5.0**

Date début d'essai :01-08-2016

Température de séchage : 50°C

Echantillon : Intact paraffiné

<b>ECHANTILLONS</b>		<b>I</b>		<b>II</b>		<b>III</b>		<b>IV</b>	
N° tare		18	17	78	80	69	75	74	68
P,H + tare		134,56	168,69	105,23	157,08	129,77	139,80	103,08	121,14
P,S + tare		112,93	140,36	90,89	130,06	109,40	118,11	88,74	104,61
P , tare		38,95	38,32	37,45	36,44	39,01	39,29	40,88	39,68
P,eau		21,63	28,33	14,34	27,02	20,37	20,37	21,69	16,53
P sol sec		73,98	102,04	53,44	93,62	70,39	70,39	78,82	64,93
teneur en eau		29,24	27,76	26,83	28,86	28,94	28,94	27,52	25,46
Moyenne		28,50		27,85		28,94		26,49	
PH + paraffine		260,20		296,40		266,80		283,70	
Poids humide		253,60		290,40		260,20		277,10	
poids paraffine		6,60		6,00		6,60		6,60	
P,materiau dans l'eau		121,5		137,0		124,7		129,6	
volume brute		138,7		159,4		142,1		154,1	
volume paraffine		7,33		6,67		7,33		7,33	
volume net		131,37		152,73		134,77		146,77	
densite humide		1,93		1,90		1,93		1,89	
teneur en eau		28,50		27,85		28,94		26,49	
densite seche		1,50		1,49		1,50		1,49	
		MOYENNE							
N° ECHANTILLON	W %	$\gamma_h$		$\gamma_d$		Ws %		Sr %	
<b>I,II,III,IV</b>	27,94	1,91		1,49		29,89		93,48	

## TENEUR EN EAU-DENSITE APPARENTE

Selon NF P 94-050 septembre 1995/NF P 94-050 octobre 1991(methode par immersion dans l'eau)

Projet : 500/1000logts AADL DEM

SONDAGE : **SC 15** PROFONDEUR : **9.5-10.0**

Date début d'essai :01-08-2016

Température de séchage : 50°C

Echantillon : Intact paraffiné

ECHANTILLONS		I		II		III		IV	
N° tare		10	3	4	5	1	2	83	82
P,H + tare		103,33	92,96	90,80	125,74	85,64	90,82	85,11	58,91
P,S + tare		92,62	82,51	81,00	112,04	76,82	81,61	75,06	52,66
P , tare		25,71	26,09	26,48	26,42	25,82	25,85	15,28	15,38
P,eau		10,71	10,45	9,80	13,70	8,82	8,82	9,21	6,25
P sol sec		66,91	56,42	54,52	85,62	51,00	51,00	55,76	37,28
teneur en eau		16,01	18,52	17,98	16,00	17,29	17,29	16,52	16,77
Moyenne		17,26		16,99		17,29		16,64	
PH + paraffine		345,50		278,50		281,00		259,80	
Poids humide		336,60		270,40		270,30		250,10	
poids paraffine		8,90		8,10		10,70		9,70	
P,materiau dans l'eau		167,1		135,4		136,3		124,1	
volume brute		178,4		143,1		144,7		135,7	
volume paraffine		9,89		9,00		11,89		10,78	
volume net		168,51		134,10		132,81		124,92	
densite humide		2,00		2,02		2,04		2,00	
teneur en eau		17,26		16,99		17,29		16,64	
densite seche		1,70		1,72		1,74		1,72	
		MOYENNE							
N° ECHANTILLON	W %	$\gamma_h$		$\gamma_d$		Ws %		Sr %	
I,II,III,IV	17,05	2,01		1,72		21,15		80,59	

## TENEUR EN EAU-DENSITE APPARENTE

Selon NF P 94-050 septembre 1995/NF P 94-050 octobre 1991(methode par immersion dans l'eau)

Projet : 500/1000logts AADL DEM

SONDAGE : **SC 15** PROFONDEUR : **14.4-15.0**

Date début d'essai :01-08-2016

Température de séchage : 50°C

Echantillon : Intact paraffiné

<b>ECHANTILLONS</b>		<b>I</b>		<b>II</b>		<b>III</b>		<b>IV</b>	
N° tare		111	98	199	94	112	102	714	33
P,H + tare		78,67	74,40	119,65	82,77	77,27	101,42	76,96	90,60
P,S + tare		69,04	64,26	102,20	70,41	66,67	95,68	66,33	77,50
P , tare		12,96	15,02	15,27	15,33	12,73	12,69	12,89	12,77
P,eau		9,63	10,14	17,45	12,36	10,60	10,60	5,74	13,10
P sol sec		56,08	49,24	86,93	55,08	53,94	53,94	82,99	64,73
teneur en eau		17,17	20,59	20,07	22,44	19,65	19,65	6,92	20,24
Moyenne		18,88		21,26		19,65		13,58	
PH + paraffine		361,90		358,50		399,60		123,40	
Poids humide		352,90		349,60		390,40		118,20	
poids paraffine		9,00		8,90		9,20		5,20	
P,materiau dans l'eau		178,1		180,4		199,3		57,0	
volume brute		183,8		178,1		200,3		66,4	
volume paraffine		10,00		9,89		10,22		5,78	
volume net		173,80		168,21		190,08		60,62	
densite humide		2,03		2,08		2,05		1,95	
teneur en eau		18,88		21,26		19,65		13,58	
densite seche		1,71		1,71		1,72		1,72	
		MOYENNE							
N° ECHANTILLON	W %	$\gamma_h$		$\gamma_d$		Ws %		Sr %	
<b>I,II,III,IV</b>	18,34	2,03		1,71		21,35		85,91	

## TENEUR EN EAU-DENSITE APPARENTE

Selon NF P 94-050 septembre 1995/NF P 94-050 octobre 1991(methode par immersion dans l'eau)

Projet : 500/1000logts AADL DEM

SONDAGE : **SC 16** PROFONDEUR : **1.2-1.4**

Date début d'essai :01-08-2016

Température de séchage : 50°C

Echantillon : Intact paraffiné

ECHANTILLONS		I		II		III		IV	
N° tare		28	19	12	77	23	27	14	26
P,H + tare		176,19	134,51	161,19	181,18	178,94	182,76	134,13	191,74
P,S + tare		141,20	115,50	133,70	145,90	144,00	145,00	107	157,70
P , tare		38,91	38,35	36,92	39,33	38,76	36,95	34,51	40,65
P,eau		34,99	19,01	27,49	35,28	34,94	34,94	37,76	34,04
P sol sec		102,29	77,15	96,78	106,57	105,24	105,24	108,05	117,05
teneur en eau		34,21	24,64	28,40	33,11	33,20	33,20	34,95	29,08
Moyenne		29,42		30,75		33,20		32,01	
PH + paraffine		294,00		313,00		282,70		304,30	
Poids humide		287,00		306,50		276,80		295,30	
poids paraffine		7,00		6,50		5,90		9,00	
P,materiau dans l'eau		128,5		135,2		125,1		138,9	
volume brute		165,5		177,8		157,6		165,4	
volume paraffine		7,78		7,22		6,56		10,00	
volume net		157,72		170,58		151,04		155,40	
densite humide		1,82		1,80		1,83		1,90	
teneur en eau		29,42		30,75		33,20		32,01	
densite seche		1,41		1,37		1,38		1,44	
		MOYENNE							
N° ECHANTILLON	W %	$\gamma_h$		$\gamma_d$		Ws %		Sr %	
I,II,III,IV	31,35	1,84		1,40		34,49		90,90	

## TENEUR EN EAU-DENSITE APPARENTE

Selon NF P 94-050 septembre 1995/NF P 94-050 octobre 1991(methode par immersion dans l'eau)

Projet : 500/1000logts AADL DEM

SONDAGE : **SC 16** PROFONDEUR : **4.2-4.6**

Date début d'essai :01-08-2016

Température de séchage : 50°C

Echantillon : Intact paraffiné

<b>ECHANTILLONS</b>		<b>I</b>		<b>II</b>		<b>III</b>		<b>IV</b>	
N° tare		18	17	78	80	69	75	74	68
P,H + tare		132,86	211,83	136,62	146,81	151,41	128,27	142,15	164,65
P,S + tare		110,70	170,90	112,10	119,30	124,30	106,70	116,5	133,10
P , tare		38,95	38,32	37,45	39,01	39,01	39,29	40,88	39,68
P,eau		22,16	40,93	24,52	27,51	27,11	27,11	21,57	31,55
P sol sec		71,75	132,58	74,65	80,29	85,29	85,29	67,41	93,42
teneur en eau		30,89	30,87	32,85	34,26	31,79	31,79	32,00	33,77
Moyenne		30,88		33,55		31,79		32,89	
PH + paraffine		322,90		333,20		332,30		348,80	
Poids humide		315,90		325,20		324,00		341,50	
poids paraffine		7,00		8,00		8,30		7,30	
P,materiau dans l'eau		146,8		151,5		150,3		157,8	
volume brute		176,1		181,7		182		191	
volume paraffine		7,78		8,89		9,22		8,11	
volume net		168,32		172,81		172,78		182,89	
densité humide		1,88		1,88		1,88		1,87	
teneur en eau		30,88		33,55		31,79		32,89	
densité sèche		1,43		1,41		1,42		1,41	
		MOYENNE							
N° ECHANTILLON	W %	$\gamma_h$		$\gamma_d$		Ws %		Sr %	
<b>I,II,III,IV</b>	32,28	1,88		1,42		33,53		96,25	

## TENEUR EN EAU-DENSITE APPARENTE

Selon NF P 94-050 septembre 1995/NF P 94-050 octobre 1991(methode par immersion dans l'eau)

Projet : 500/1000logts AADL DEM

SONDAGE : **SC 16** PROFONDEUR : **6.0-6.5**

Date début d'essai :01-08-2016

Température de séchage : 50°C

Echantillon : Intact paraffiné

ECHANTILLONS		I		II		III		IV	
N° tare		20	30	71	84	70	73	21	13
P,H + tare		172,13	147,93	159,75	141,45	159,37	146,16	194,72	137,23
P,S + tare		143,40	124,10	120,10	134,90	124,90	124,80	159,7	116,00
P , tare		38,20	37,42	37,70	36,10	39,66	39,77	37,34	37,94
P,eau		28,73	23,83	39,65	6,55	34,47	34,47	21,36	21,23
P sol sec		105,20	86,68	82,40	98,80	85,24	85,24	85,03	78,06
teneur en eau		27,31	27,49	48,12	6,63	40,44	40,44	25,12	27,20
Moyenne		27,40		27,37		40,44		26,16	
PH + paraffine		362,40		330,20		472,30		368,40	
Poids humide		354,40		323,20		464,00		360,70	
poids paraffine		8,00		7,00		8,30		7,70	
P,materiau dans l'eau		170,4		153,7		220,9		173,4	
volume brute		192		176,5		251,4		195	
volume paraffine		8,89		7,78		9,22		8,56	
volume net		183,11		168,72		242,18		186,44	
densité humide		1,94		1,92		1,92		1,93	
teneur en eau		27,40		27,37		40,44		26,16	
densité sèche		1,52		1,50		1,36		1,53	
MOYENNE									
N° ECHANTILLON	W %	$\gamma_h$		$\gamma_d$		Ws %		Sr %	
I,II,III,IV	30,34	1,93		1,48		30,56		99,30	

# **ANNEXE 04**

**Détermination des limites d'Atterberg :**

<i>limite de liquidité</i>	<b>SC14 (1,50-2,0)</b>					
	<b>LES LIMITES D'ATERBERG</b>					
	1 er essai		2éme essai		3éme essai	
<i>nombre de coups</i>	30		25			
<i>N° de tare</i>						
<i>poids total humide</i>	15,61	15,63	16,50	18,31		
<i>poids total sec</i>	14,23	14,18	14,89	16,38		
<i>poind de la tare</i>	11,42	11,23	11,84	12,72		
<i>poids de l'eau</i>	1,38	1,45	1,61	1,93		
<i>poids du sol sec</i>	2,81	2,95	3,05	3,66		
<i>teneur en eau</i>	49,11	49,15	52,79	52,73		
<i>moyenne</i>	49,13		52,76			

<i>limite de plasticité</i>	1 er essai		2éme essai	
<i>N° de tare</i>	3	7	9	
<i>poids total humide</i>	13,69	12,07	13,92	
<i>poids total sec</i>	13,44	11,83	13,74	
<i>poind de la tare</i>	12,60	11,02	13,11	
<i>poids de l'eau</i>	0,25	0,24	0,18	
<i>poids du sol sec</i>	0,84	0,81	0,63	
<i>teneur en eau</i>	29,76	29,63	28,57	
<i>moyenne</i>	29,32			

**RESULTAS :**

*WL=52,76%*

*WP=29,32%*

*IP= WL -WP =23,44%*

<i>limite de liquidité</i>	<b>SC14 (2,5-3,0)</b>					
	<b>LES LIMITES D'ATERBERG</b>					
	<b>1 er essai</b>		<b>2éme essai</b>		<b>3éme essai</b>	
<i>nombre de coups</i>	32		26		18	
<i>N° de tare</i>	60	47	41	48	40	63
<i>poids total humide</i>	17,03	16,70	16,11	15,24	15,20	15,74
<i>poids total sec</i>	15,31	15,09	14,49	13,79	13,72	13,88
<i>poid de la tare</i>	11,92	11,95	11,52	11,14	11,19	10,72
<i>poids de l'eau</i>	1,72	1,61	1,62	1,45	1,48	1,86
<i>poids du sol sec</i>	3,39	3,14	2,97	2,65	2,53	3,16
<i>teneur en eau</i>	50,74	51,27	54,55	54,72	58,50	58,86
<i>moyenne</i>	51,01		54,63		58,68	

<i>limite de plasticité</i>	<b>1 er essai</b>		<b>2éme essai</b>	
<i>N° de tare</i>	49	56	52	
<i>poids total humide</i>	12,92	13,05	13,03	
<i>poids total sec</i>	12,49	12,79	12,76	
<i>poid de la tare</i>	11,04	11,90	11,81	
<i>poids de l'eau</i>	0,43	0,26	0,27	
<i>poids du sol sec</i>	1,45	0,89	0,95	
<i>teneur en eau</i>	29,66	29,21	28,42	
<i>moyenne</i>	29,10			

**RESULTAS :**

**WL=55,00**

**WP=29,10**

**IP=25.90**

<i>limite de liquidité</i>	<b>15 (4,60-5,0)</b>					
	<b>LES LIMITES D'ATERBERG</b>					
	<b>1 er essai</b>		<b>2éme essai</b>		<b>3éme essai</b>	
<i>nombre de coups</i>	32		25			
<i>N° de tare</i>	1	2	3	4		
<i>poids total humide</i>	15,83	16,52	17,14	16,42		
<i>poids total sec</i>	14,27	14,77	15,73	14,79		
<i>poid de la tare</i>	11,23	11,40	13,12	11,78		
<i>poids de l'eau</i>	1,56	1,75	1,41	1,63		
<i>poids du sol sec</i>	3,04	3,37	2,61	3,01		
<i>teneur en eau</i>	51,32	51,93	54,02	54,15		
<i>moyenne</i>	51,62		54,09			

<i>limite de plasticité</i>	<b>1 er essai</b>		<b>2éme essai</b>	
<i>N° de tare</i>	58	56	62	
<i>poids total humide</i>	12,47	12,59	12,66	
<i>poids total sec</i>	12,19	12,43	12,48	
<i>poid de la tare</i>	11,24	11,90	11,86	
<i>poids de l'eau</i>	0,28	0,16	0,18	
<i>poids du sol sec</i>	0,95	0,53	0,62	
<i>teneur en eau</i>	29,47	29,70	29,03	
<i>moyenne</i>	29,40			

**RESULTAS :**

***WL=54,09%***

***WP=29,40%***

***IP=24,69%***

<i>limite de liquidité</i>	<b>SC15 (9,5-10)</b>				
	<b>LES LIMITES D'ATERBERG</b>				
	<b>1 er essai</b>		<b>2éme essai</b>		<b>3éme essai</b>
<i>nombre de coups</i>	30		25		
<i>N° de tare</i>	4	5	6	7	
<i>poids total humide</i>	15,61	15,63	16,50	18,31	
<i>poids total sec</i>	14,37	14,32	14,83	16,30	
<i>poid de la tare</i>	11,42	11,23	11,84	12,72	
<i>poids de l'eau</i>	1,24	1,31	1,67	2,01	
<i>poids du sol sec</i>	2,95	3,09	2,99	3,58	
<i>teneur en eau</i>	42,03	42,39	55,85	56,15	
<i>moyenne</i>	42,21		56,00		

<i>limite de plasticité</i>	<b>1 er essai</b>		<b>2éme essai</b>	
<i>N° de tare</i>	8	9	10	
<i>poids total humide</i>	13,69	12,07	13,92	
<i>poids total sec</i>	13,45	11,83	13,73	
<i>poid de la tare</i>	12,60	11,02	13,11	
<i>poids de l'eau</i>	0,24	0,24	0,19	
<i>poids du sol sec</i>	0,85	0,81	0,62	
<i>teneur en eau</i>	28,24	29,63	30,65	
<i>moyenne</i>	29,50			

**RESULTAS :**

***WL=56,00%***

***WP=29,50%***

***IP=26,50%***

<i>limite de liquidité</i>	<b>SC16 (1,2-1,4)</b>					
	<b>LES LIMITES D'ATERBERG</b>					
	<b>1 er essai</b>		<b>2 er essai</b>		<b>3 er essai</b>	
<i>nombre de coups</i>	28		22			
<i>N° de tare</i>	11	12	13	14		
<i>poids total humide</i>	14,87	16,75	15,80	16,54		
<i>poids total sec</i>	13,68	15,42	14,14	14,78		
<i>poind de la tare</i>	11,22	12,70	11,03	11,56		
<i>poids de l'eau</i>	1,19	1,33	1,66	1,76		
<i>poids du sol sec</i>	2,46	2,72	3,11	3,22		
<i>teneur en eau</i>	48,37	48,90	53,38	54,66		
<i>moyenne</i>	48,64		54,02			

<i>limite de plasticité</i>	<b>1 er essai</b>		<b>2éme essai</b>	
<i>N° de tare</i>	49	56	52	
<i>poids total humide</i>	12,92	13,05	13,03	
<i>poids total sec</i>	12,52	12,80	12,76	
<i>poind de la tare</i>	11,04	11,90	11,81	
<i>poids de l'eau</i>	0,40	0,25	0,27	
<i>poids du sol sec</i>	1,48	0,90	0,95	
<i>teneur en eau</i>	27,03	27,78	28,42	
<i>moyenne</i>	27,74			

**RESULTAS :**

**WL=51,50%**

**WP=27.74%**

**IP=23.76%**

<i>limite de liquidité</i>	<b>16 (4,2 - 4,6)</b>					
	<b>LES LIMITES D'ATERBERG</b>					
	<b>1 er essai</b>		<b>2 er essai</b>		<b>3 er essai</b>	
<i>nombre de coups</i>	29		24		19	
<i>N° de tare</i>	15	16	17	18	19	20
<i>poids total humide</i>	15,83	16,52	17,14	16,42	16,25	15,70
<i>poids total sec</i>	14,26	14,77	15,74	14,81	14,66	13,90
<i>poind de la tare</i>	11,23	11,40	13,12	11,78	11,87	10,70
<i>poids de l'eau</i>	1,57	1,75	1,40	1,61	1,59	1,80
<i>poids du sol sec</i>	3,03	3,37	2,62	3,03	2,79	3,20
<i>teneur en eau</i>	51,82	51,93	53,44	53,14	56,99	56,25
<i>moyenne</i>	51,87		53,29		56,62	

<i>limite de plasticité</i>	<b>1 er essai</b>		<b>2éme essai</b>	
<i>N° de tare</i>	58	56	62	
<i>poids total humide</i>	12,47	12,59	12,66	
<i>poids total sec</i>	12,19	12,44	12,48	
<i>poind de la tare</i>	11,24	11,90	11,86	
<i>poids de l'eau</i>	0,28	0,15	0,18	
<i>poids du sol sec</i>	0,95	0,54	0,62	
<i>teneur en eau</i>	29,47	27,78	29,03	
<i>moyenne</i>	28,76			

**RESULTAS :**

**WL=53,00%**

**WP=28,76%**

**IP=24,24%**

<i>limite de liquidité</i>	<b>SC16 (6.0-6,5)</b>					
	<b>LES LIMITES D'ATERBERG</b>					
	<b>1 er essai</b>		<b>2 er essai</b>		<b>3 er essai</b>	
<i>nombre de coups</i>	29		26		20	
<i>N° de tare</i>						
<i>poids total humide</i>	15,83	16,52	17,14	16,42	16,25	15,70
<i>poids total sec</i>	14,26	14,76	15,73	14,78	14,66	13,90
<i>poid de la tare</i>	11,23	11,40	13,12	11,78	11,87	10,70
<i>poids de l'eau</i>	1,57	1,76	1,41	1,64	1,59	1,80
<i>poids du sol sec</i>	3,03	3,36	2,61	3,00	2,79	3,20
<i>teneur en eau</i>	51,82	52,38	54,02	54,67	56,99	56,25
<i>moyenne</i>	52,10		54,34		56,62	

<i>limite de plasticité</i>	<b>1 er essai</b>		<b>2éme essai</b>	
<i>N° de tare</i>	58,0	56,0	62,0	
<i>poids total humide</i>	12,47	12,59	12,66	
<i>poids total sec</i>	12,20	12,44	12,48	
<i>poid de la tare</i>	11,24	11,90	11,86	
<i>poids de l'eau</i>	0,27	0,15	0,18	
<i>poids du sol sec</i>	0,96	0,54	0,62	
<i>teneur en eau</i>	28,13	27,78	29,03	
<i>moyenne</i>	28,31			

**RESULTAS :**

**WL=54,00%**

**WP=28,31%**

**IP=25,69%**

# **ANNEXE 05**

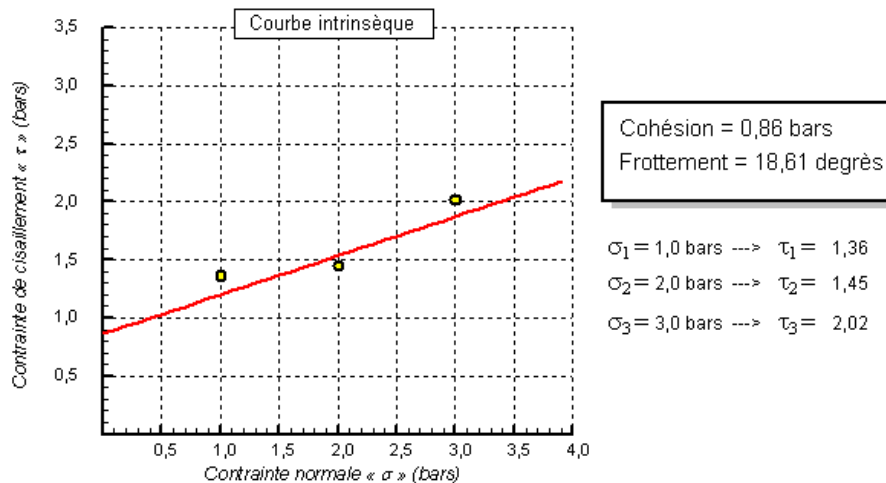
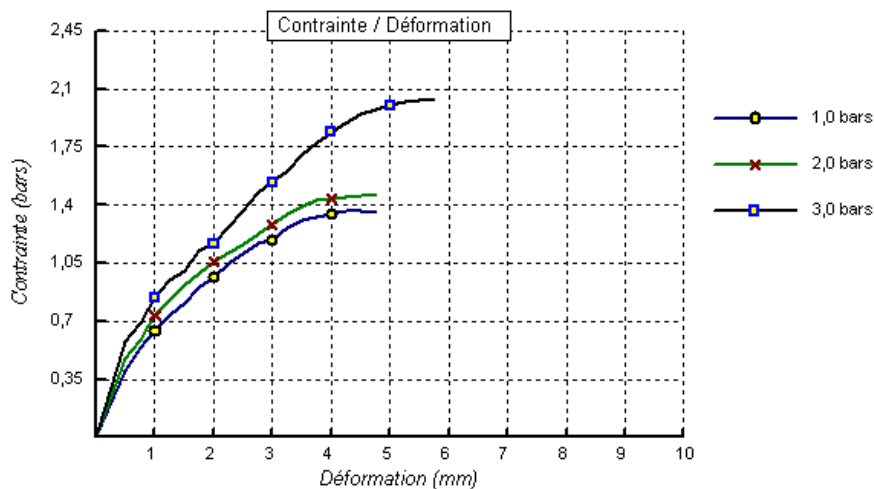


Client : MCC ALGERIE  
Projet : 500 sur 1000 LGTS AADL D.E.M  
Endroit : DRAA EL MIZANE

N° Projet : 22 EL 2016

Sondage n° : SC14  
Profondeur : 1.5/2  
Nature :  
Date essais : 17-08-2016

Type d'essai : UU  
Vitesse de cisaillement : 0.900 mm/mn



© Sohets 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

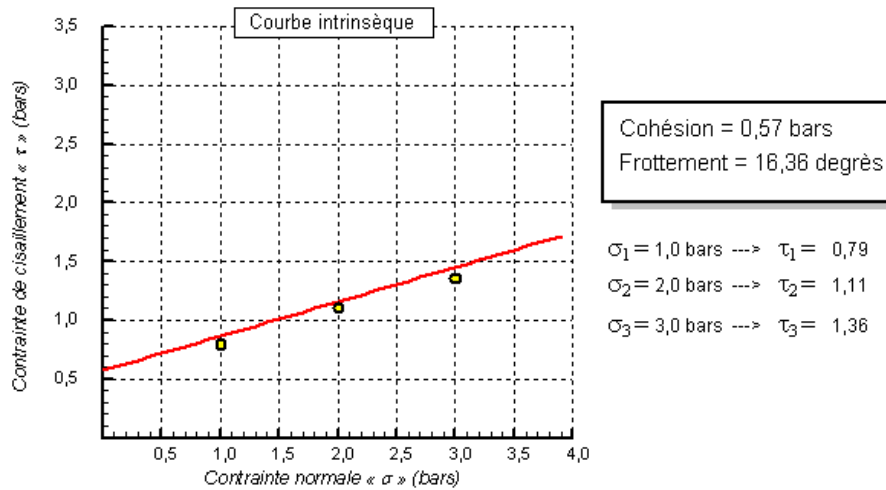
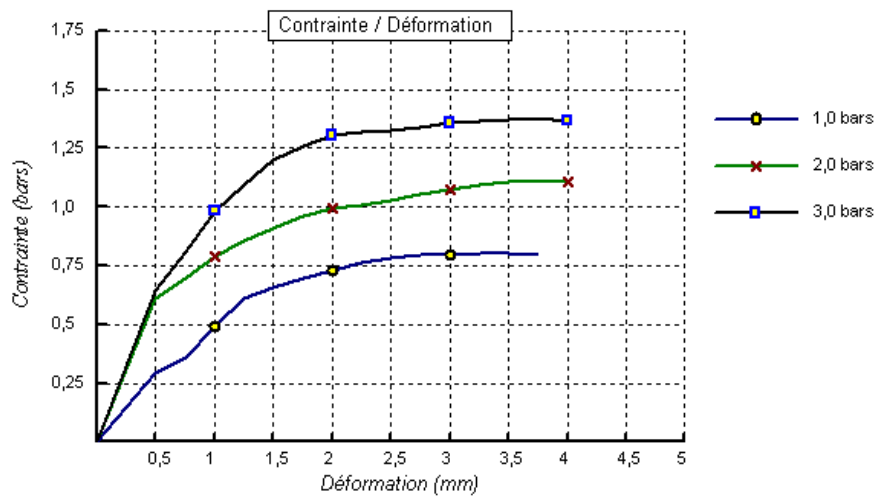


Client : MCC ALGERIE  
Projet : 500 sur 1000 LGTS AADL D.E.M  
Endroit : DRAA EL MIZANE

N° Projet : 22 EL 2016

Sondage n° : SC14  
Profondeur : 2.5/3  
Nature :  
Date essais : 17-08-2016

Type d'essai : UU  
Vitesse de cisaillement : 0.900 mm/mn



© Sohets 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

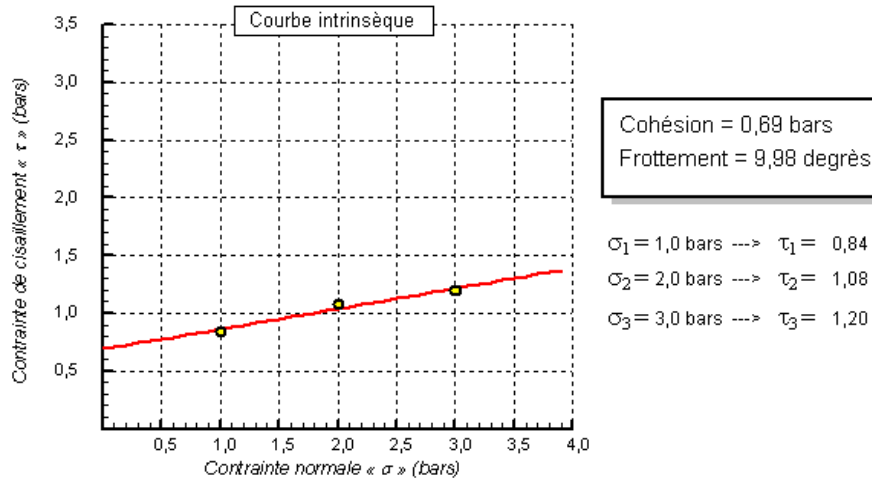
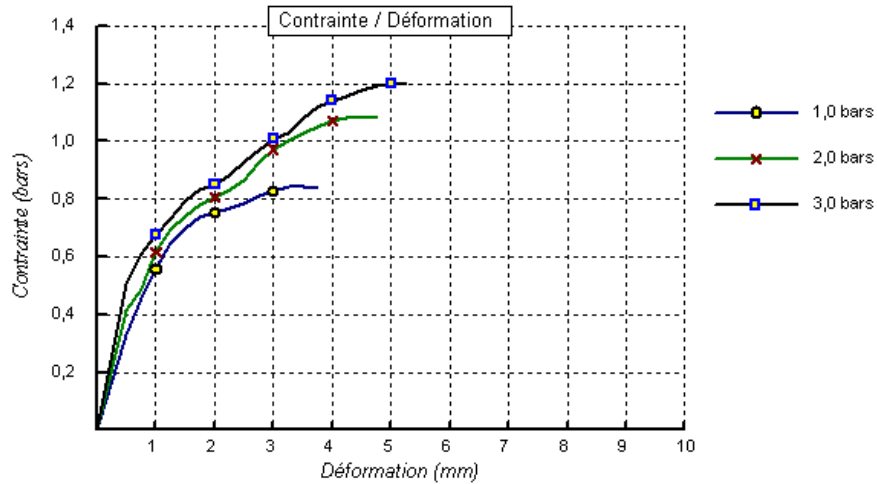


Client : MCC ALGERIE  
Projet : 500 sur 1000 LGTS AADL D.E.M  
Endroit : DRAA EL MIZANE

N° Projet : 22 EL 2016

Sondage n° : SC15  
Profondeur : 4.6/5  
Nature :  
Date essais : 18-08-2016

Type d'essai : UU  
Vitesse de cisaillement : 0.900 mm/mn



© Solbet 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

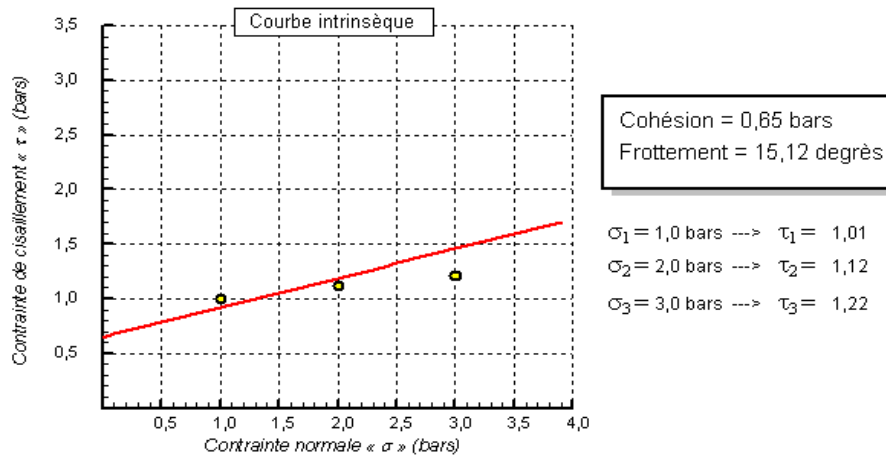
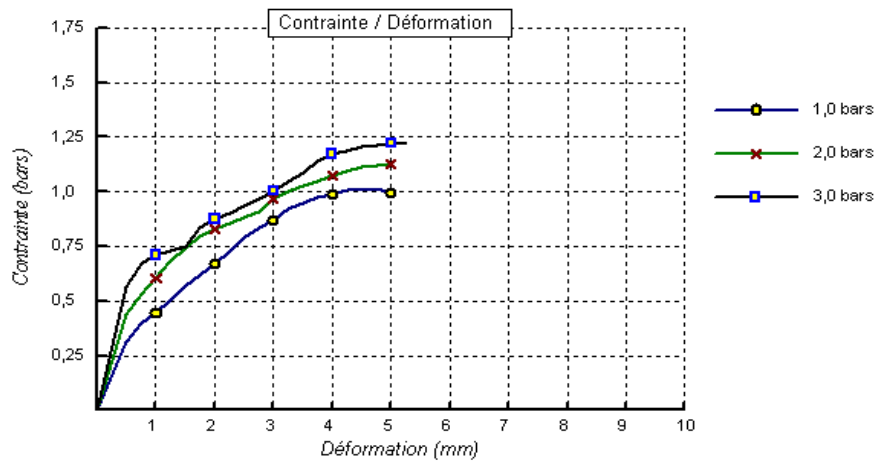


Client : MCC ALGERIE  
Projet : 500 sur 1000 LGTS AADL D.E.M  
Endroit : DRAA EL MIZANE

N° Projet : 22 EL 2016

Sondage n° : SC16  
Profondeur : 1.2/1.4  
Nature :  
Date essais : 18-08-2016

Type d'essai : UU  
Vitesse de cisaillement : 0.900 mm/mn



© Soletis 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

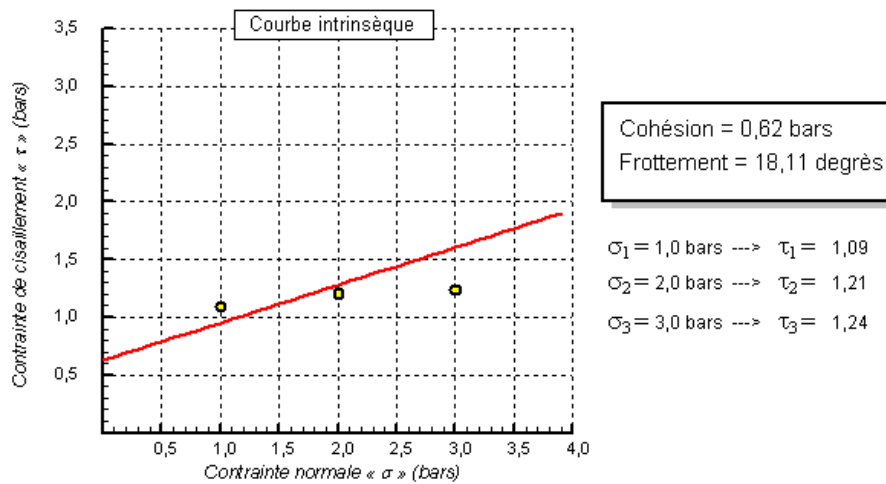
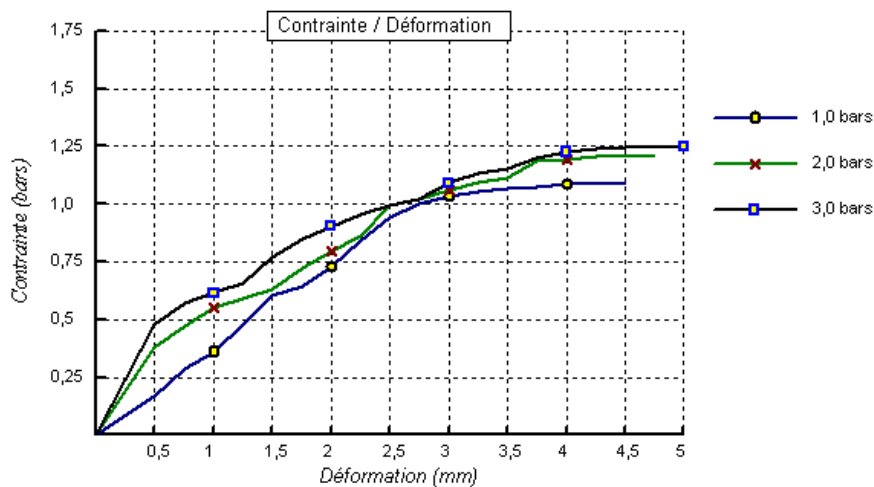


Client : MCC ALGERIE  
Projet : 500 sur 1000 LGTS AADL D.E.M  
Endroit : DRAA EL MIZANE

N° Projet : 22 EL 2016

Sondage n° : SC16  
Profondeur : 4.2/4.6  
Nature :  
Date essais : 18-08-2016

Type d'essai : UU  
Vitesse de cisaillement : 0.900 mm/mn



© Solbet 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :

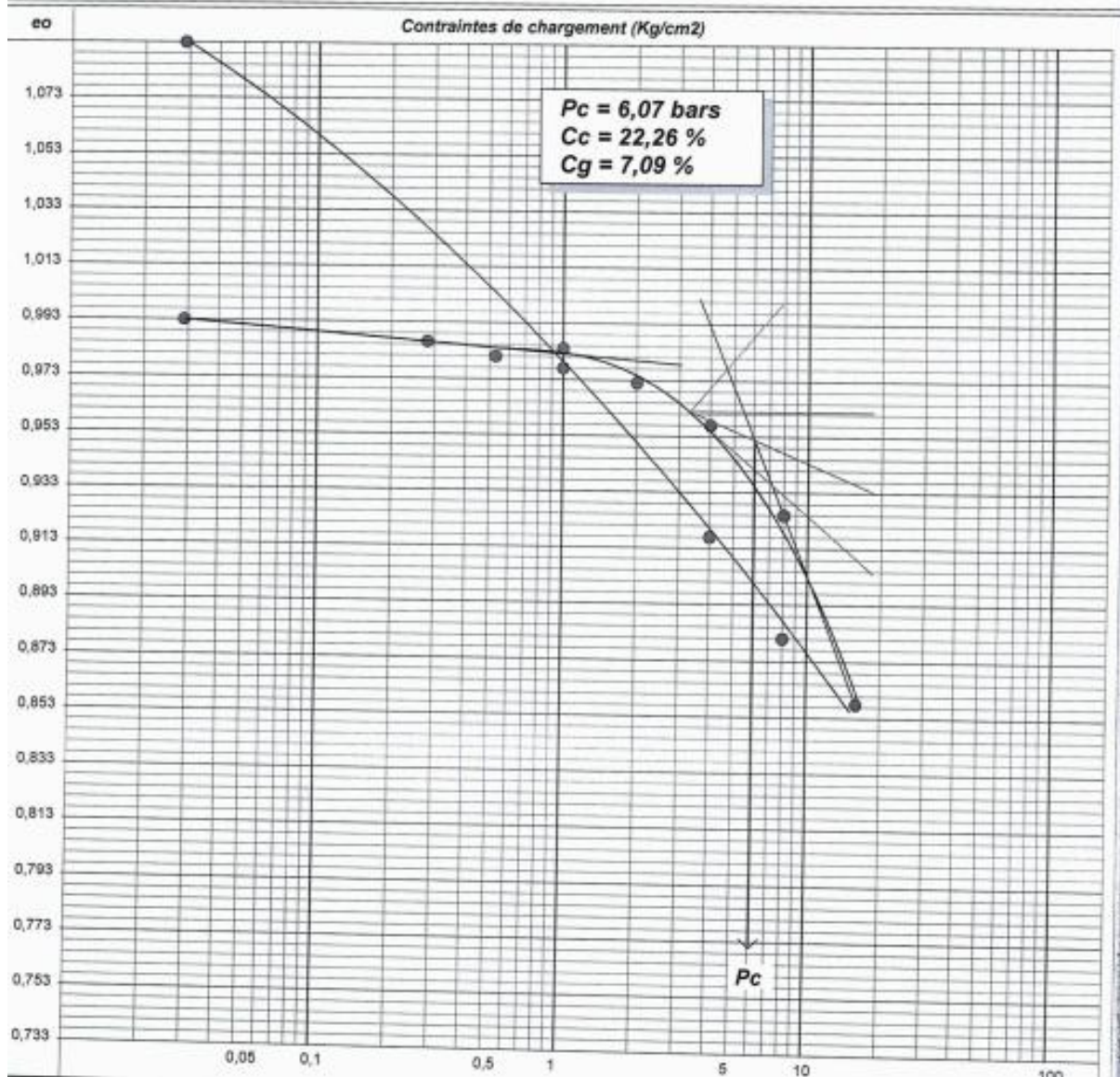
# **ANNEXE 06**



Client : MCC ALGERIE  
Projet : 500 sur 1000 LGTS AADL D.E.M  
Endroit : DRAA EL MIZANE

N° Projet : 22 EL 2016

Sondage n° : SC14  
Profondeur : 1.5/2  
Nature :  
Date essais : 02/08/2016





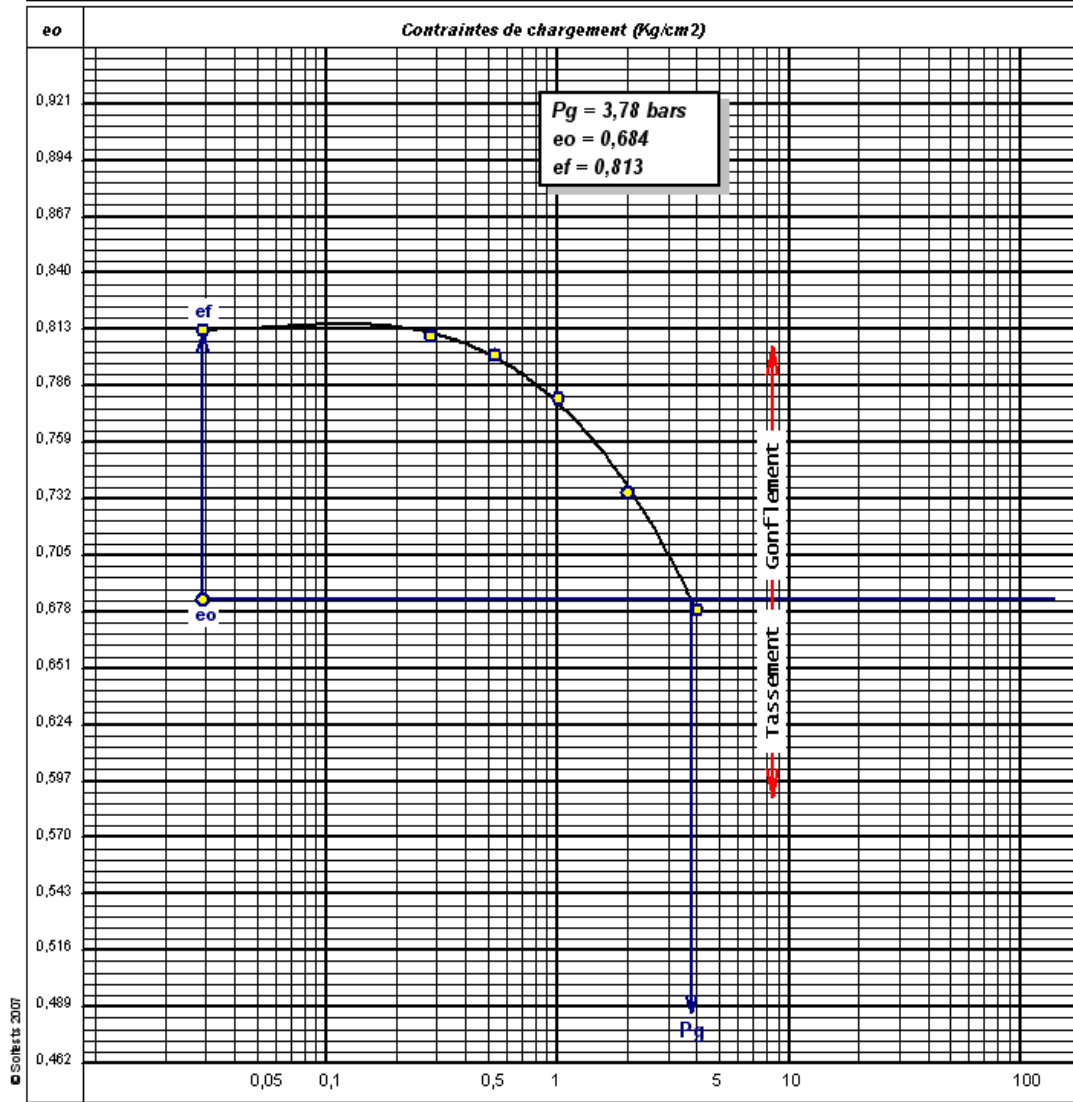


Client : MCC ALGERIE  
Projet : 500 sur 1000 LGTS AADL D.E.M  
Endroit : DRAA EL MIZANE

N° Projet : 22 EL 2016

Sondage n° : SC14  
Profondeur : 1.5/2  
Matériaux :  
Provenance :  
Date essais : 02/08/2016

Diamètre échantillon: 71,4 mm  
Poids échantillon sec : 128 g  
Poids eau final : 32,2 g  
Densité des grains ( $t/m^3$ ) : 2,7



Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



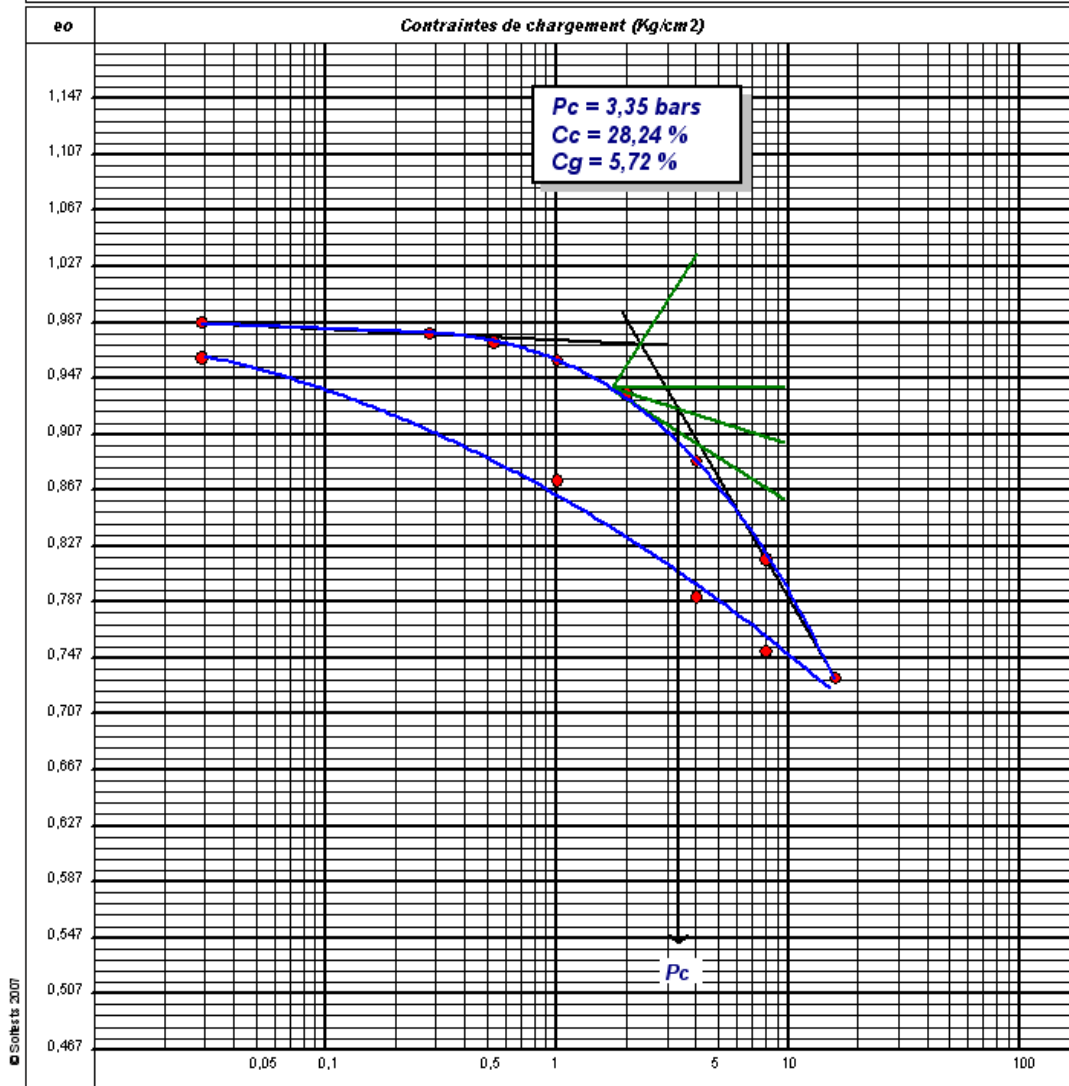
LABORATOIR DE L'HABITAT ET DE CONSTRUCTION  
DU CENTRE  
UNITE DE TIZI OUZOU

RAPPORT D'ESSAI  
COMPRESSIBILITE A L'OEDEMETRIQUE  
XP P 94-090-1

Client : MCC ALGERIE  
Projet : 500 sur 1000 LGTS AADL D.E.M  
Endroit : DRAA EL MIZANE

N° Projet : 22 EL 2016

Sondage n° : SC15  
Profondeur : 4.6/5  
Nature :  
Date essais : 02-08-2016



Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE CONSTRUCTION  
DU CENTRE  
UNITE DE TIZI OUZOU

FEUILLE DE CALCUL

**ESSAI OEDOMETRIQUE**

(Selon XP P 94-090-1)

Dossier N° : 22 EL 2016  
Etude : 500 sur 1000 LGTS AADL D.E.M  
Client : MCC ALGERIE  
N° Sond : SC15  
Prof : 4.6/5  
Nature :  
Date début essai : 02-08-216  
Date fin essai :

Hauteur éprouvette (cm) : 2,101  
Section éprouvette (cm<sup>2</sup>) : 40,04  
Poids sec (g) : 114,2  
Densité des grains (kg/cm<sup>3</sup>) : 2,7  
Hauteur des pleins <Hp> : 1,0564  
Comparateur : 0,01

Pression (Bars)	Lecture comparat 1	Lecture comparat 2	Tassement Moyen (cm)	Indice des vides (eo)
0,029	2002		0,002	0,987
0,280	2010		0,010	0,979
0,530	2017		0,017	0,973
1,000	2030		0,030	0,960
2,000	2056		0,056	0,936
4,000	2106		0,106	0,888
8,000	2180		0,180	0,818
16,000	2270		0,270	0,733
8,000	2250		0,250	0,752
4,000	2209		0,209	0,791
1,000	2121		0,121	0,874
0,029	2028		0,028	0,962

RESULTATS DES ESSAIS DE CONSOLIDATION	
Palliers de contrainte (bars)	Cv en cm <sup>2</sup> /s

$\Delta H = 0,028$   
 $H_w = 1,017$   
 $H_s = 1,0564$   
 $H = 2,101$   
 $H - H_s = 1,0445$

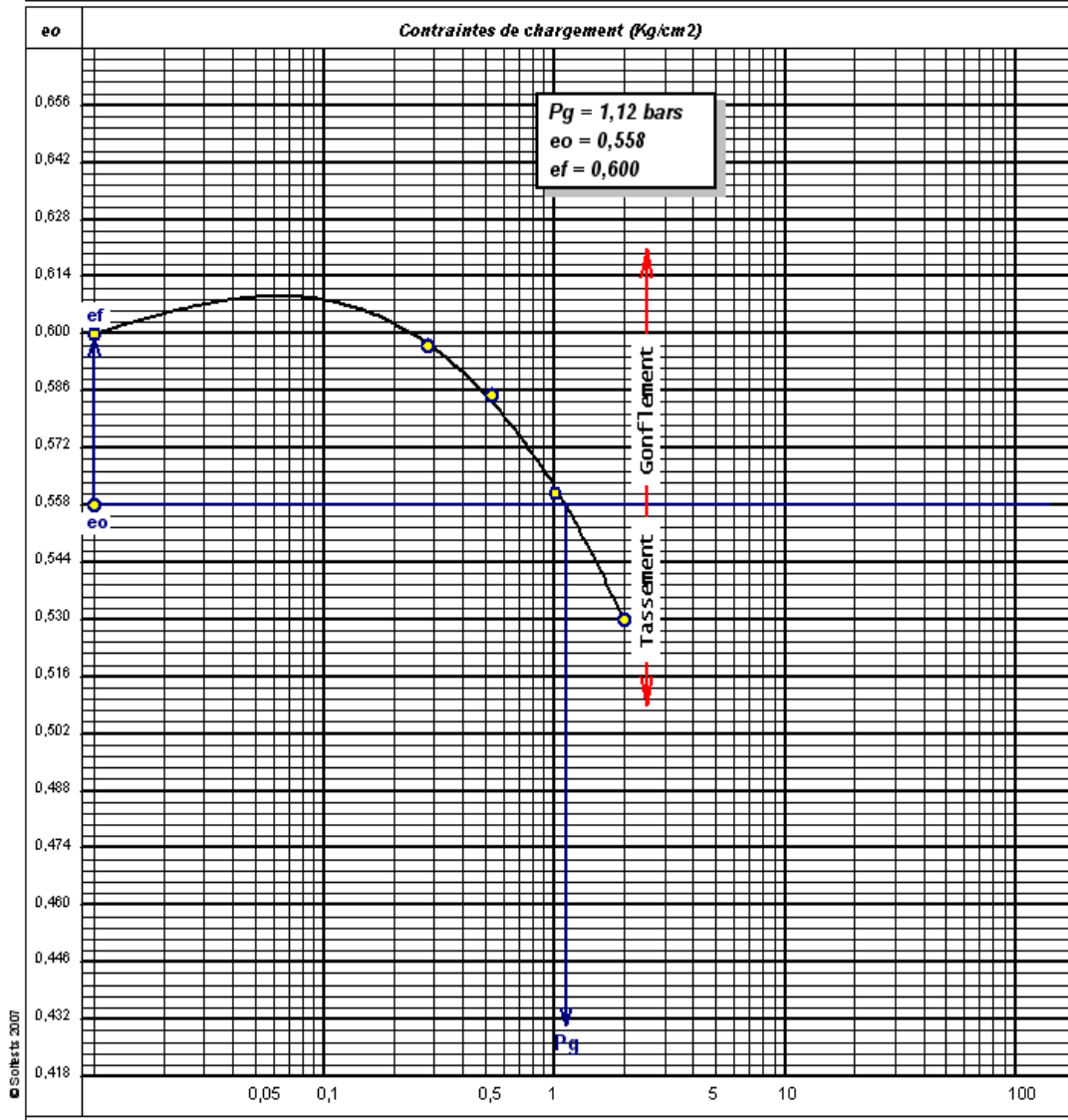


Client : MCC ALGERIE  
Projet : 500 sur 1000 LGTS AADL D.E.M  
Endroit : DRAA EL MIZANE

N° Projet : 22 EL 2016

Sondage n° : SC15  
Profondeur : 4.6/5  
Matériaux :  
Provenance :  
Date essais : 02-08-2016

Diamètre échantillon: 71,4 mm  
Poids échantillon sec : 128,4 g  
Poids eau final : 25,2 g  
Densité des grains (t/m<sup>3</sup>) : 2,70



© Sofrehts 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



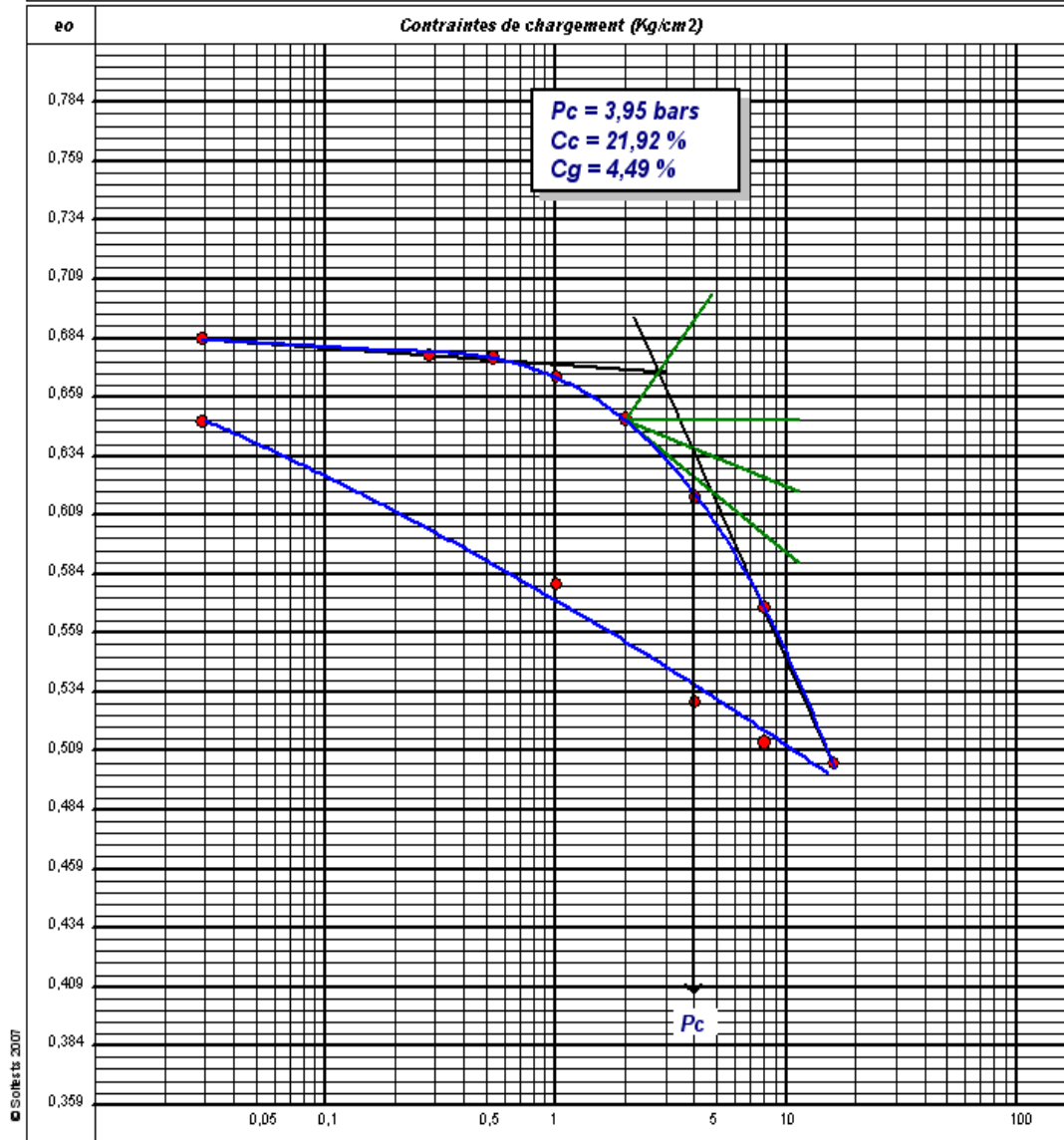
LABORATOIR DE L'HABITAT ET DE CONSTRUCTION  
DU CENTRE  
UNITE DE TIZI OUZOU

RAPPORT D'ESSAI  
COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE  
XP P 94-090-1

Client : MCC ALGERIE  
Projet : 500 sur 1000 LGTS AADL D.E.M  
Endroit : DRAA EL MIZANE

N° Projet : 22 EL 2016

Sondage n° : SC16  
Profondeur : 1.2/1.4  
Nature :  
Date essais : 09-08-2016



Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :





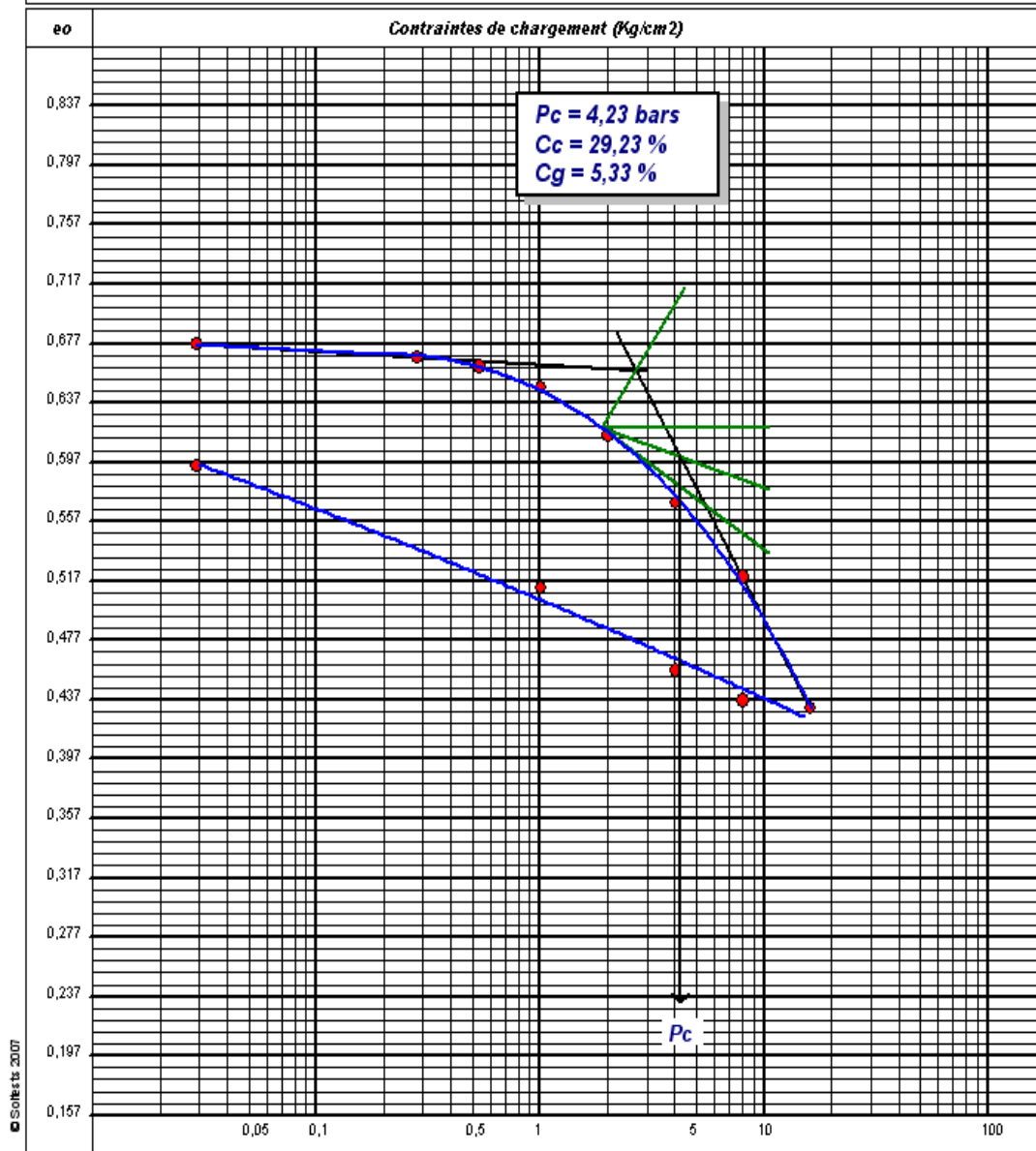
LABORATOIR DE L'HABITAT ET DE CONSTRUCTION  
DU CENTRE  
UNITE DE TIZI OUZOU

RAPPORT D'ESSAI  
COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE  
XP P 94-090-1

Client : MCC ALGERIE  
Projet : 500 sur 1000 LGTS AADL D.E.M  
Endroit : DRAA EL MIZANE

N° Projet : 22 EL 2016

Sondage n° : SC16  
Profondeur : 4.2/4.6  
Nature :  
Date essais : 04-08-2016



Remarque :

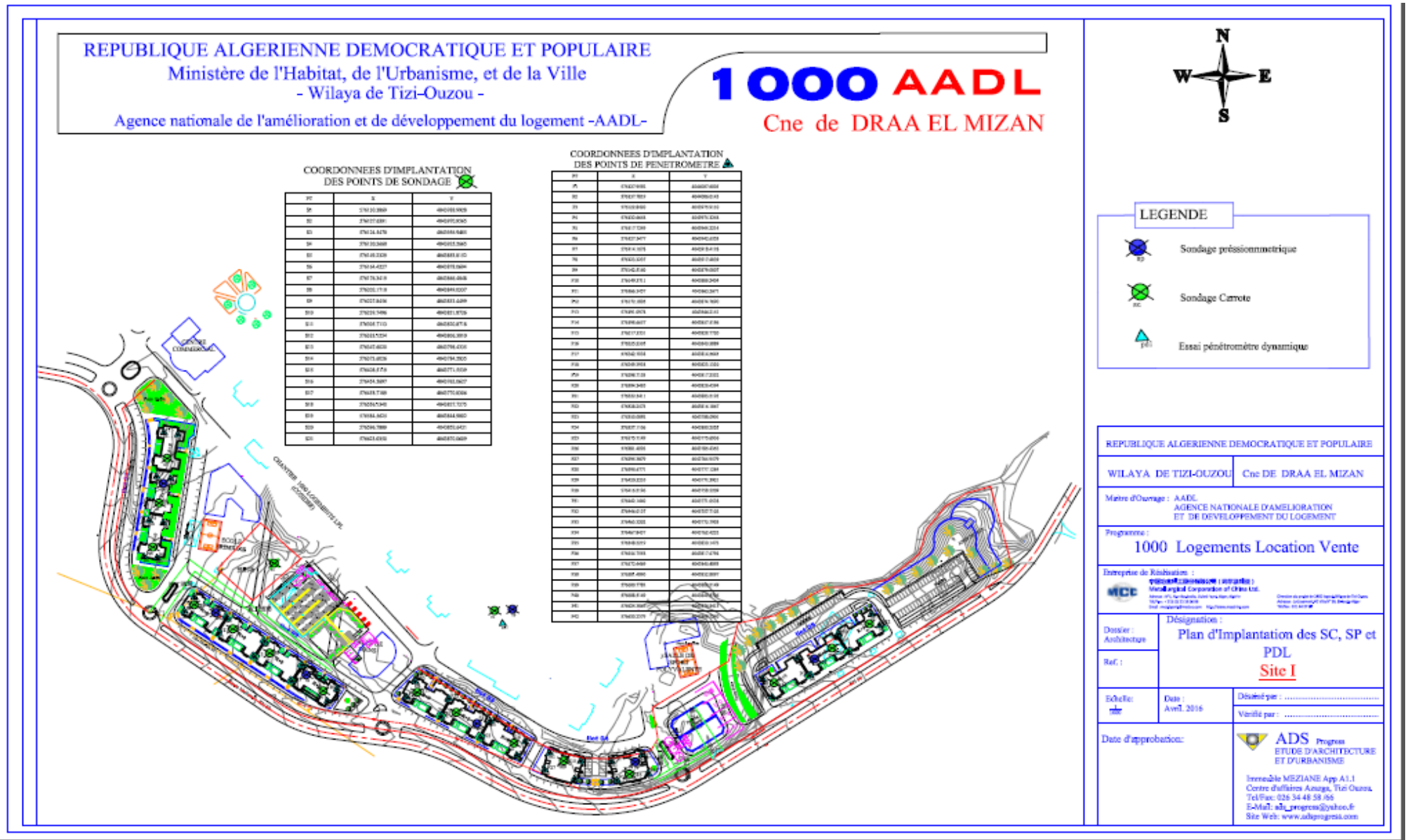
Préparé par :

Approuvé par :

Date :



# **ANNEXE 07**

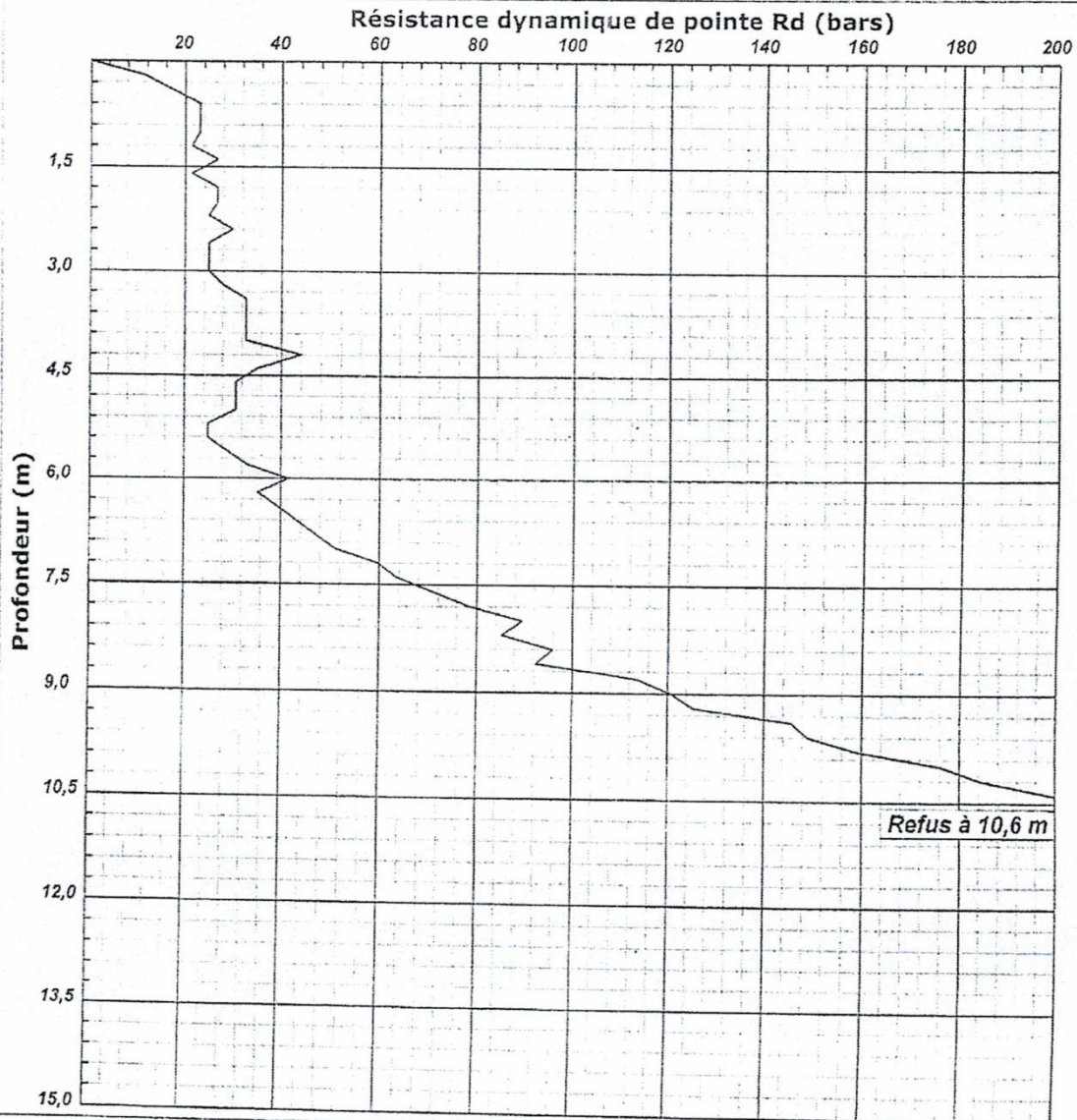


# **ANNEXE 08**



INTITULE : 500/1000 LOGTSAADL  
N°DOSSIER : 38 ES 16  
LIEU : DRAA ALMIZANE  
CLIENT : METALLURGICAL CORPORATION OF CHINA  
DATE ESSAIS : 25/07/2016 au 25/07/2016

Référence essai : PDL 23  
Localisation :  
Coordonnées GPS :  
X : Z :  
Y :



**Caractéristiques du pénétromètre dynamique**

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 23,75 kg  
Masse du Mouton (m) : 63,7 kg  
Hauteur de chute (H) : 54 cm  
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm<sup>2</sup>

Longueur des tiges : 1 m  
Masse d'une tige (m') : 7,4 kg  
Enfoncement (e) : 20 cm

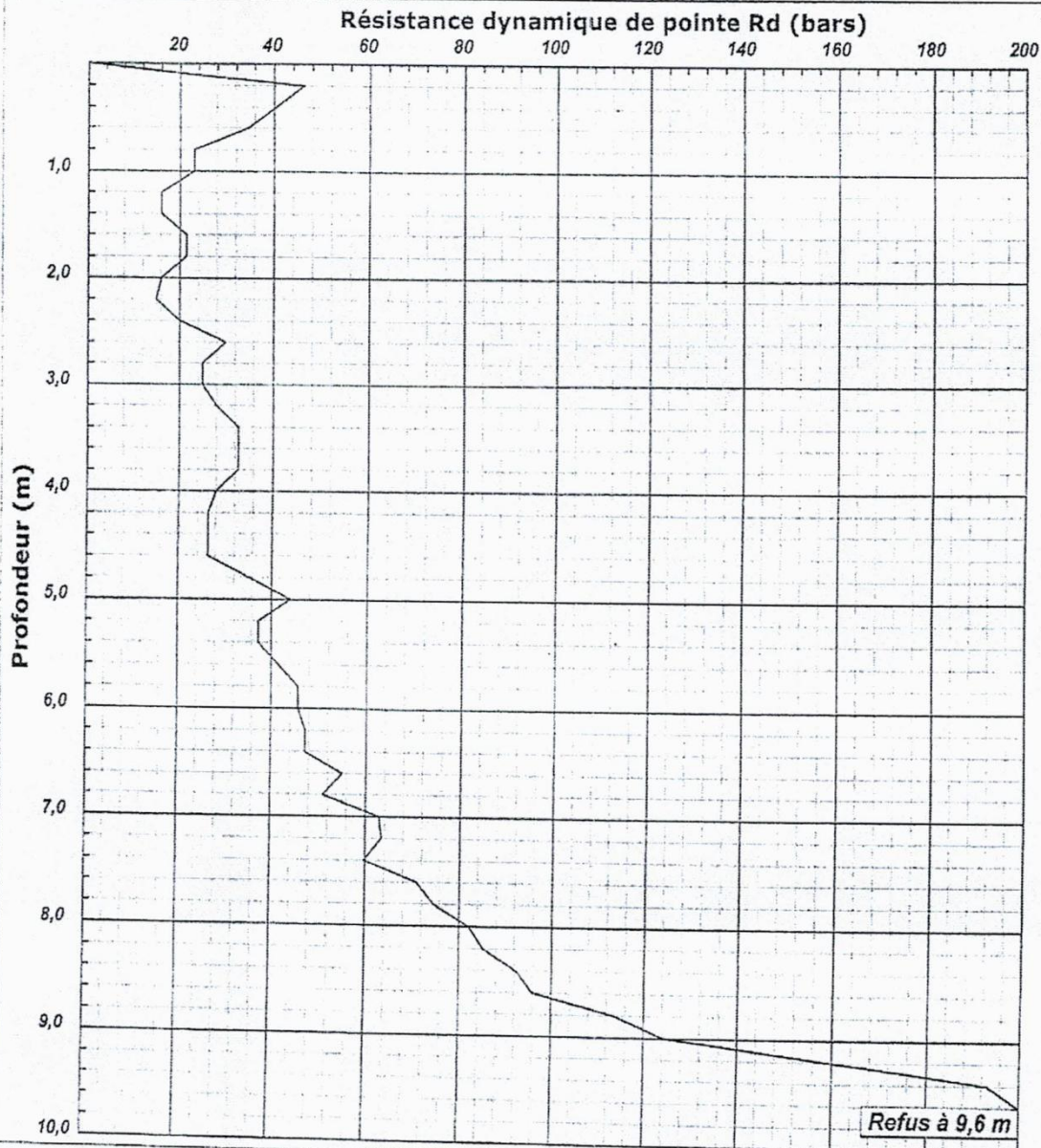
Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e/M \times (m + \sum m')}$$



INTITULE : 500/1000 LOGTSAADL  
N°DOSSIER : 38 ES 16  
LIEU : DRAA ALMIZANE  
CLIENT : METALLURGICAL CORPORATION OF CHINA  
DATE ESSAIS : 25/07/2016 au 25/07/2016

Référence essai : PDL 24  
Localisation :  
Coordonnées GPS :  
X :  
Y : Z :



Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton ( $m'$ ) : 23,75 kg  
Masse du Mouton ( $m$ ) : 63,7 kg  
Hauteur de chute ( $H$ ) : 54 cm  
Aire de la section droite de la pointe ( $A$ ) : 20 cm<sup>2</sup>

Longueur des tiges : 1 m  
Masse d'une tige ( $m'$ ) : 7,4 kg  
Enfoncement ( $e$ ) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$



LABORATOIRE DE L'HABITAT ET DE CONSTRUCTION  
DU CENTRE  
UNITE DE TIZI OUZOU

### Essai de Pénétration Dynamique

INTITULE : 500/1000 LOGTSAADL

N°DOSSIER : 38 ES 16

LIEU : DRAA ALMIZANE

CLIENT : METALLURGICAL CORPORATION OF CHINA

DATE ESSAIS : 25/07/2016 au 25/07/2016

Référence essai : PDL 25

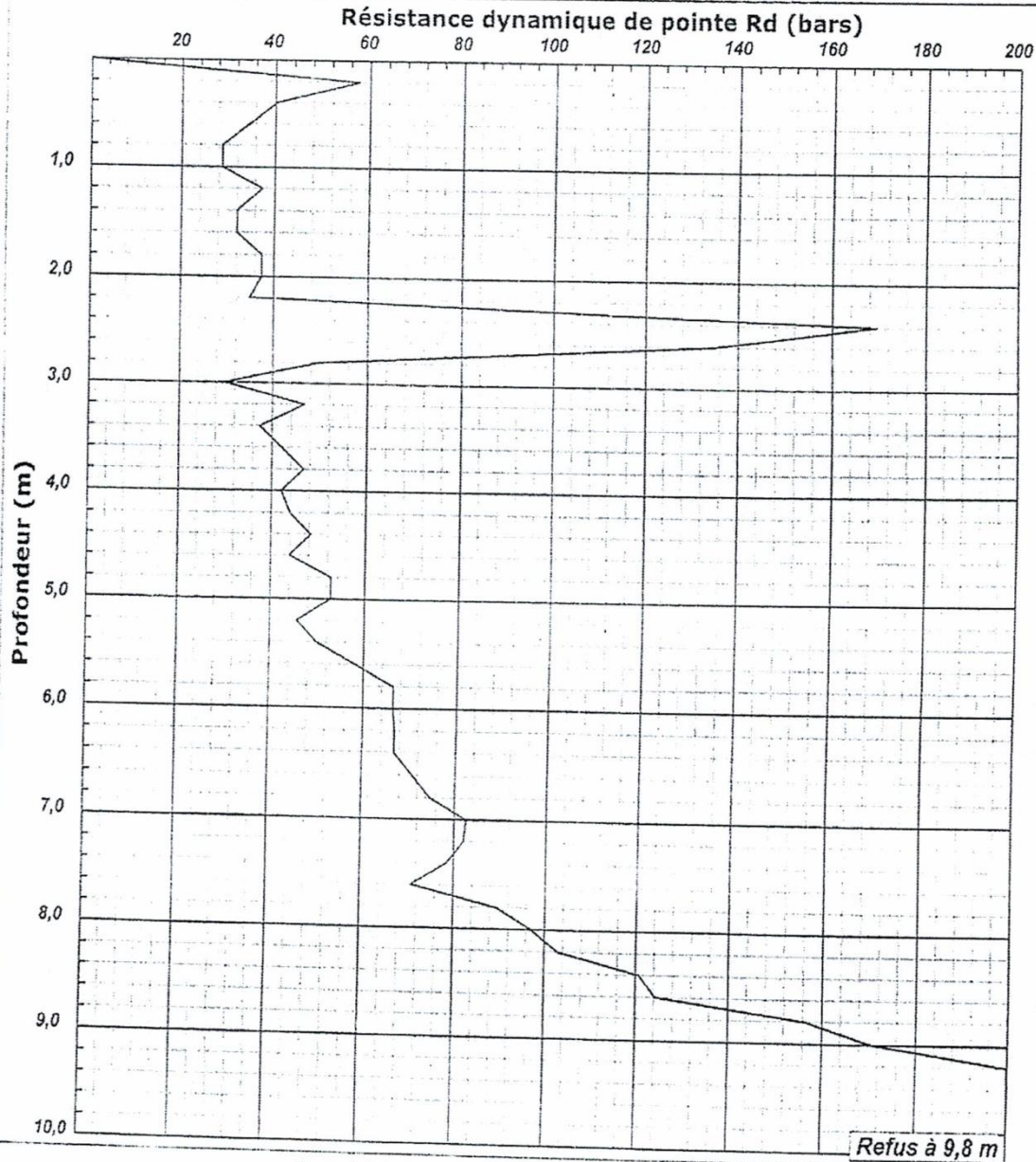
Localisation :

Coordonnées GPS :

X :

Z :

Y :



#### Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m) : 23,75 kg

Masse du Mouton (m) : 63,7 kg

Hauteur de chute (H) : 54 cm

Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm<sup>2</sup>

Longueur des tiges : 1 m

Masse d'une tige (m') : 7,4 kg

Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

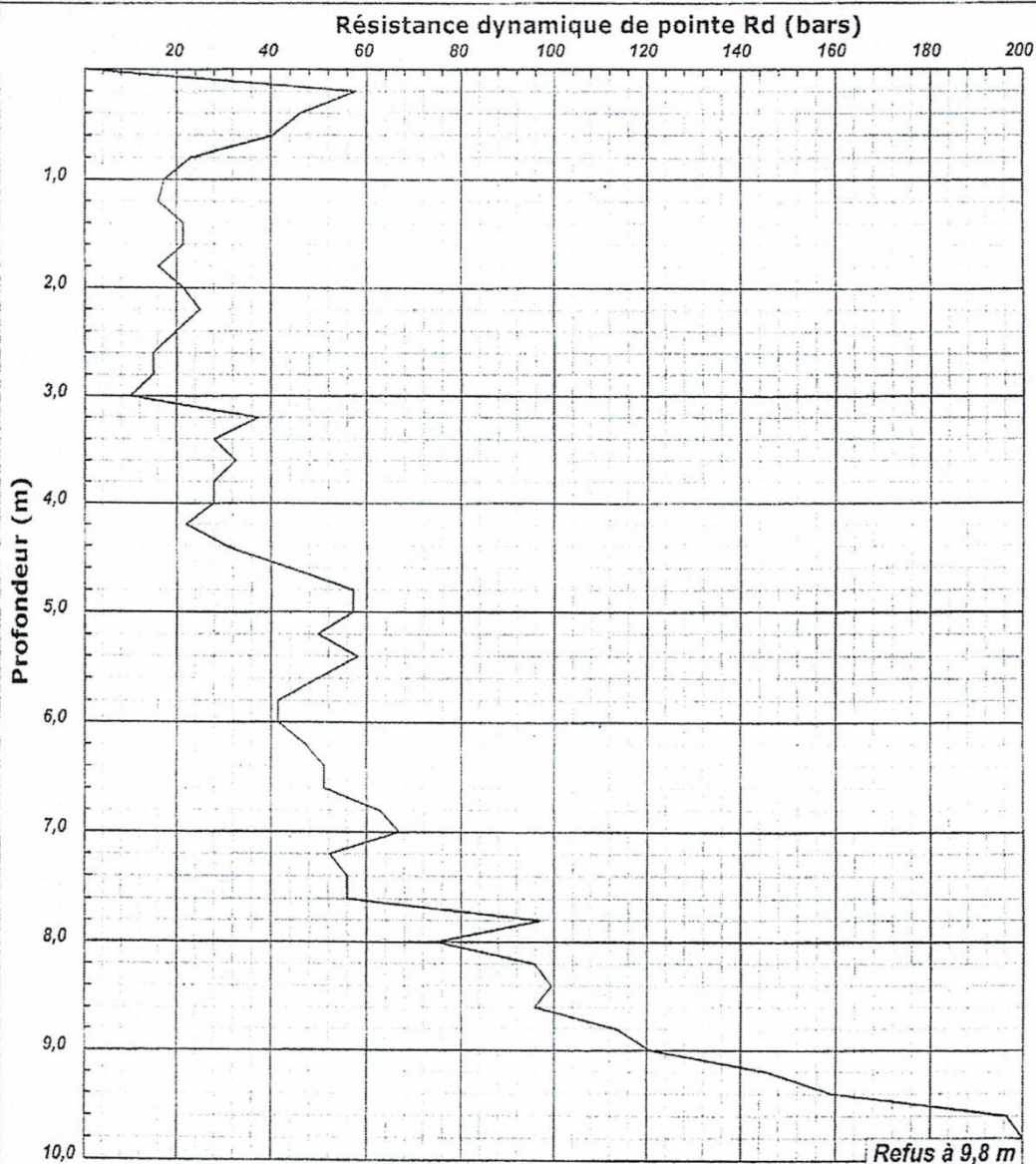
$$Rd = \frac{m^2 \times H}{A \times e / 11 \times (m + \sum m')}$$

Programme: ScTestis 2007.c



INTITULE : 500/1000 LOGTSAADL  
N°DOSSIER : 38 ES 16  
LIEU : DRAA ALMIZANE  
CLIENT : METALLURGICAL CORPORATION OF CHINA  
DATE ESSAIS : 25/07/2016 au 25/07/2016

Référence essai : PDL 26  
Localisation :  
Coordonnées GPS :  
X : Z :  
Y :



**Caractéristiques du pénétromètre dynamique**

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 23,75 kg  
Masse du Mouton (m) : 63,7 kg  
Hauteur de chute (H) : 54 cm  
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm<sup>2</sup>

Longueur des tiges : 1 m  
Masse d'une tige (m') : 7,4 kg  
Enfoncement (e) : 20 cm

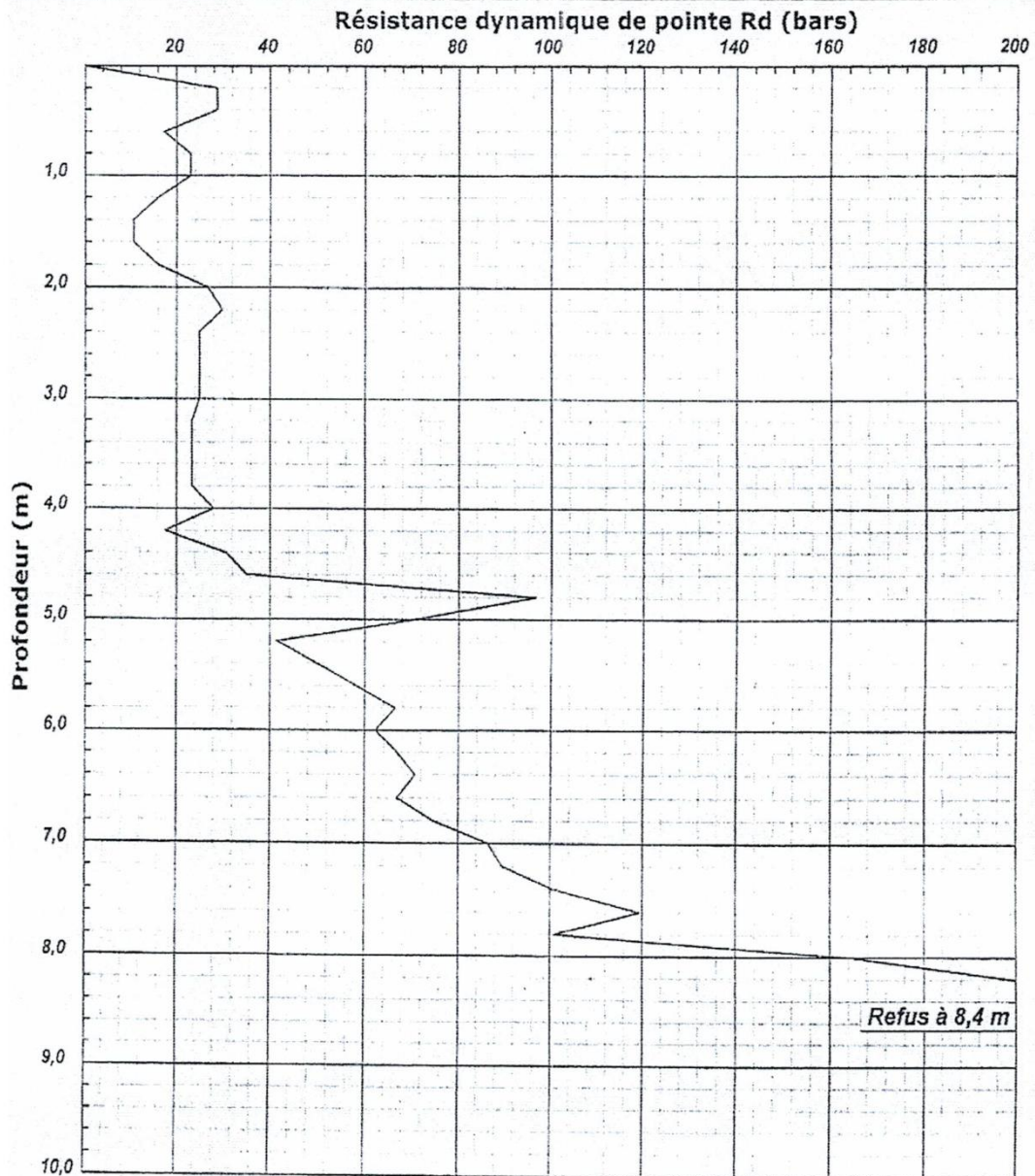
**Formule de Battage :**

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \cdot \frac{e}{10} \times (m + \sum m')}$$



INTITULE : 500/1000 LOGTS AADL DRAA AL MIZANE  
N° DOSSIER : 38 ES 16  
LIEU : DRAA ALMIZANE  
CLIENT : METALLURGICAL CORPORATION OF CHINA  
DATE ESSAIS : 31/07/2016 au 31/07/2016

Référence essai : PDL 27  
Localisation :  
Coordonnées GPS :  
X : Z :  
Y :



**Caractéristiques du pénétromètre dynamique**

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 23,75 kg  
Masse du Mouton (m) : 63,7 kg  
Hauteur de chute (H) : 54 cm  
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm<sup>2</sup>

Longueur des tiges : 1 m  
Masse d'une tige (m') : 7,4 kg  
Enfoncement (e) : 20 cm

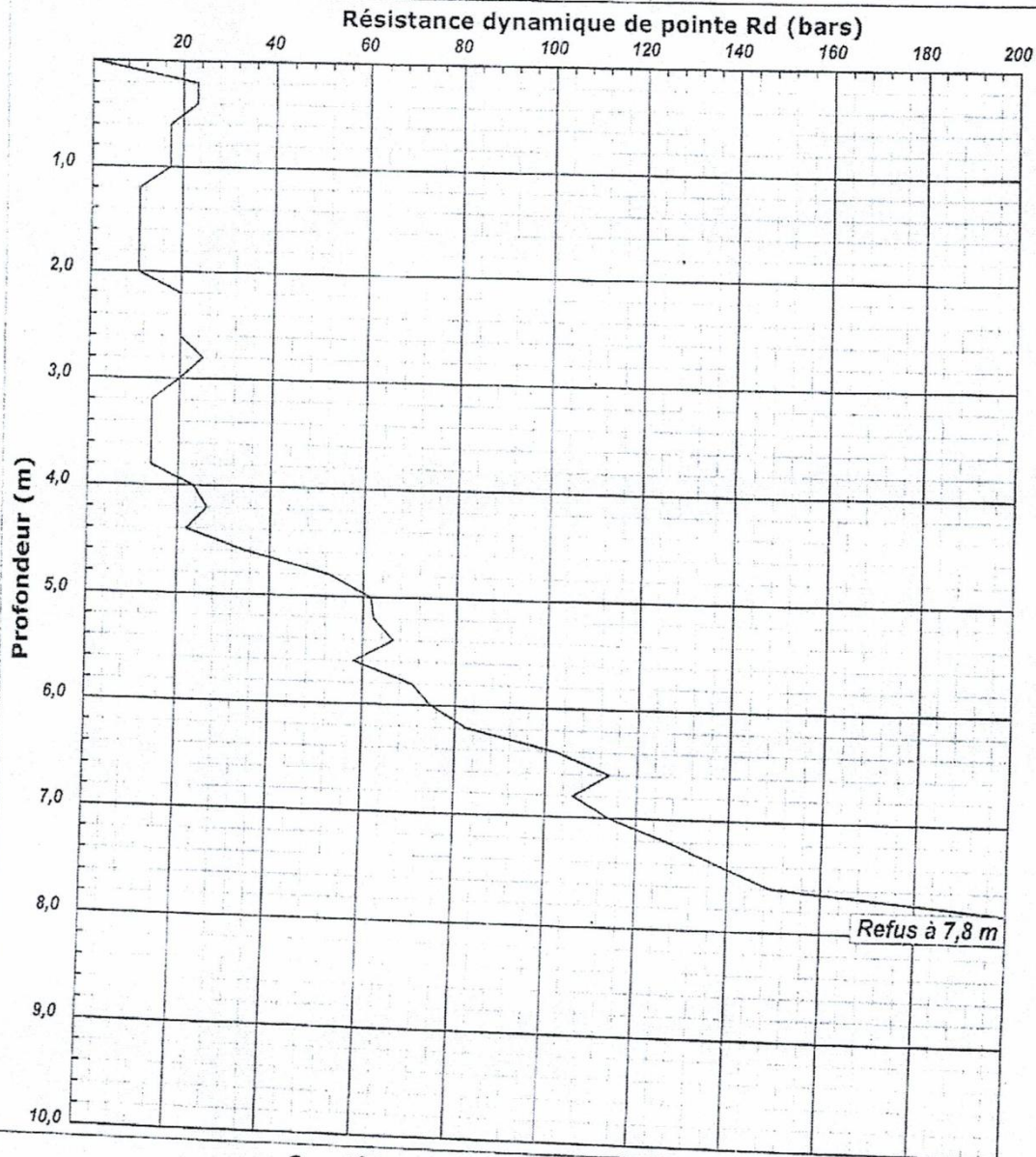
Formule de Battage :

$$R_{td} = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$



INTITULE : 500/1000 LOGTS AADL DRAA AL MIZANE  
N°DOSSIER : 38 ES 16  
LIEU : DRAA ALMIZANE  
CLIENT : METALLURGICAL CORPORATION OF CHINA  
DATE ESSAIS : 31/07/2016 au 31/07/2016

Référence essai : PDL 28  
Localisation :  
Coordonnées GPS :  
X : Z :  
Y :



**Caractéristiques du pénétromètre dynamique**

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 23,75 kg  
Masse du Mouton (m) : 63,7 kg  
Hauteur de chute (H) : 54 cm  
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm<sup>2</sup>

Longueur des tiges : 1 m  
Masse d'une tige (m') : 7,4 kg  
Enfoncement (e) : 20 cm

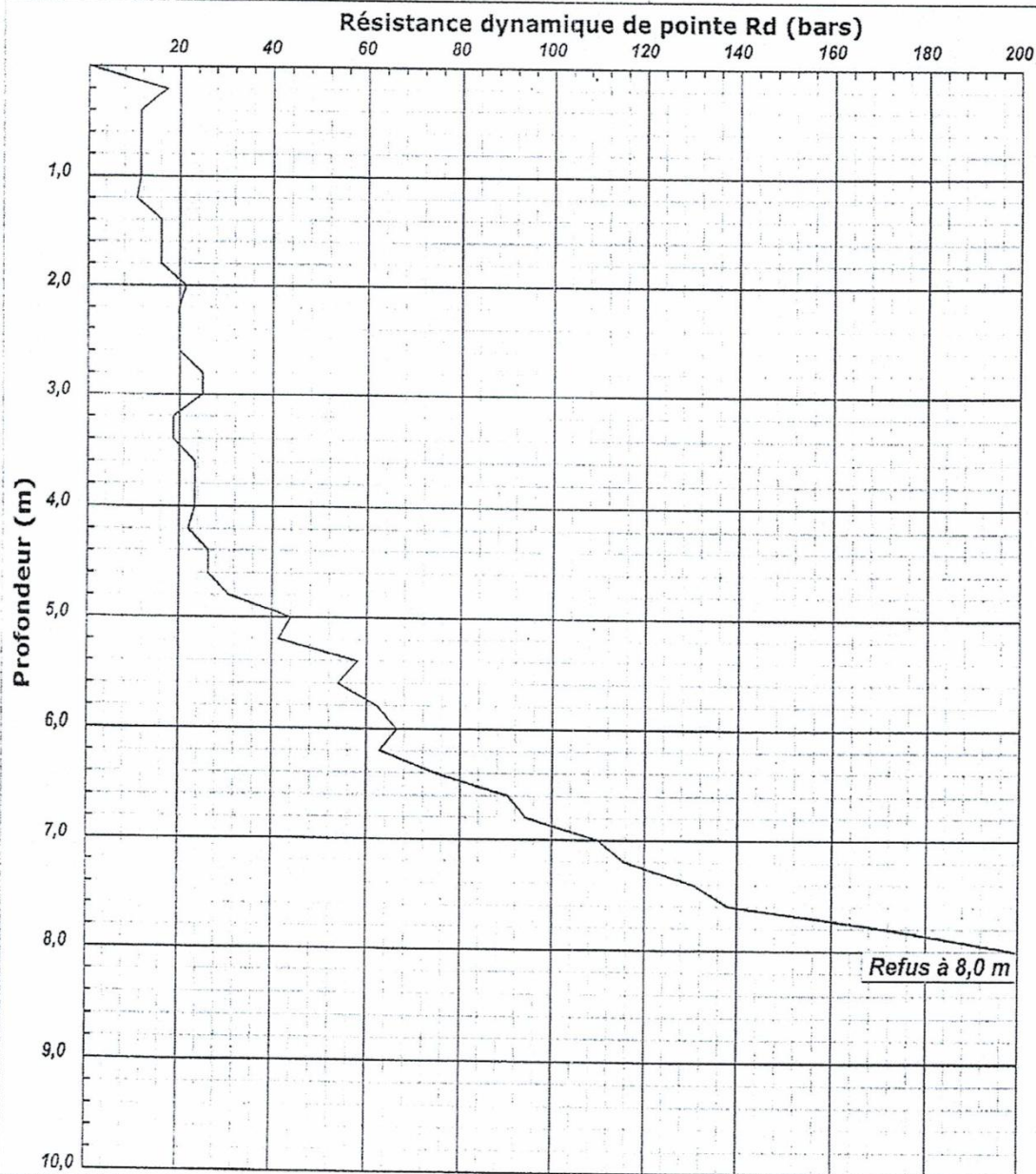
Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$



INTITULE : 500/1000 LOGTS AADL DRAA AL MIZANE  
N°DOSSIER : 38 ES 16  
LIEU : DRAA ALMIZANE  
CLIENT : METALLURGICAL CORPORATION OF CHINA  
DATE ESSAIS : 31/07/2016 au 31/07/2016

Référence essai : PDL 29  
Localisation :  
Coordonnées GPS :  
X : Z :  
Y :



**Caractéristiques du pénétromètre dynamique**

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 23,75 kg  
Masse du Mouton (m) : 63,7 kg  
Hauteur de chute (H) : 54 cm  
Aire de la section droite de la pointe (A) : 20 cm<sup>2</sup>

Longueur des tiges : 1 m  
Masse d'une tige (m') : 7,4 kg  
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{M} \times (m + \sum m')}$$



INTITULE : 500 1000 Logts (Site1) a DRAA AL MIZANE Tizi ouzou  
N°DOSSIER : 38 ES 2016  
LIEU : DRAA AL MIZANE  
CLIENT : Metallurgical corporation of CHINA a DRAA EL MIZAN  
DATE ESSAIS : 01/09/2016 au 01/09/2016

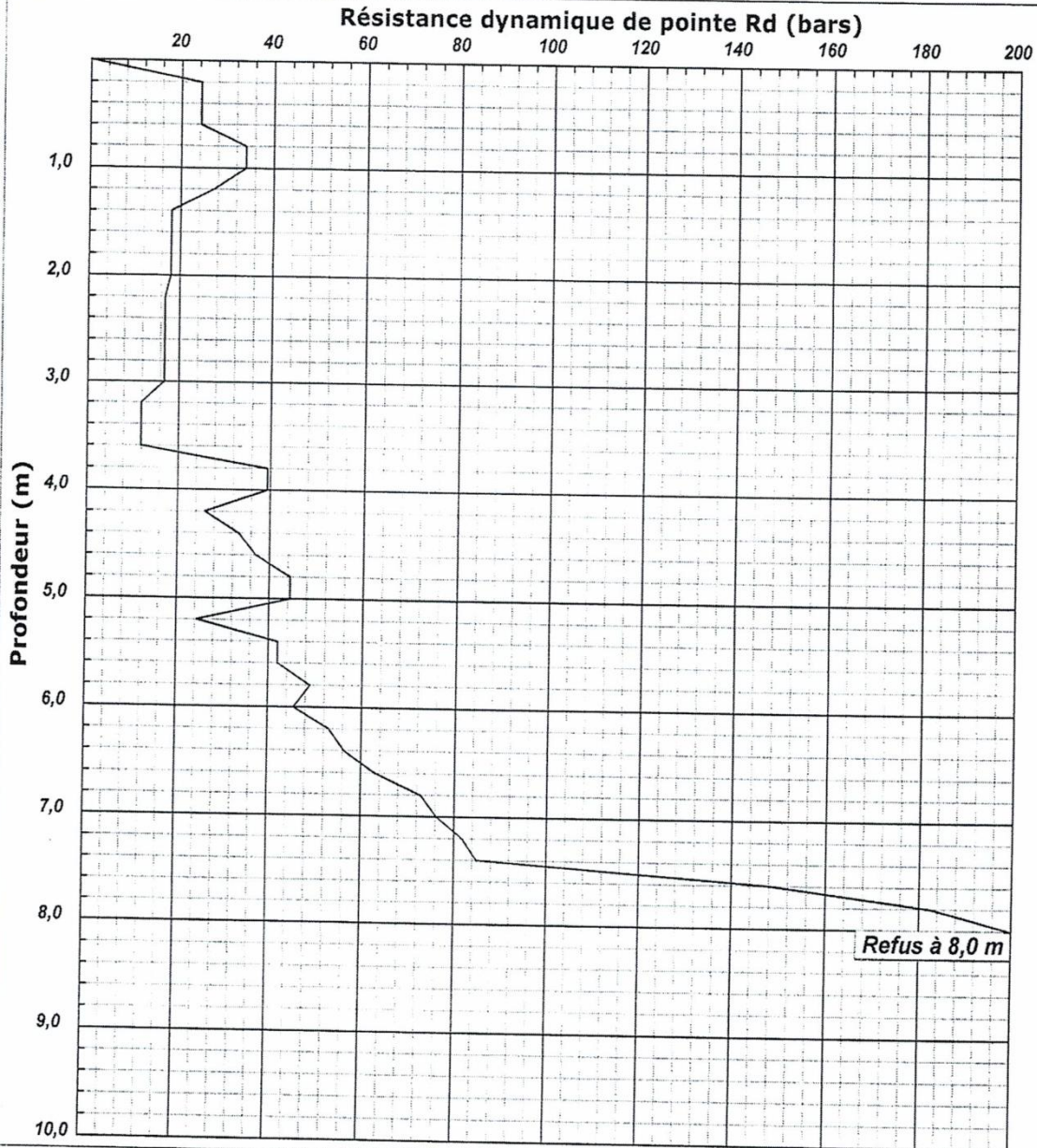
Référence essai : PDL 30

Localisation :

Coordonnées GPS :

X :  
Y :

Z :



**Caractéristiques du pénétromètre dynamique**

Masse enclume + guidage Mouton (m') : 23,75 kg  
Masse du Mouton (m) : 63,7 kg  
Hauteur de chute (H) : 54 cm  
Aire de la section droite de la pointe (A) : 23 cm<sup>2</sup>

Longueur des tiges : 1 m  
Masse d'une tige (m') : 7,4 kg  
Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_{id} = \frac{m^2 \times H}{A \times \frac{e}{N} \times (m + \sum m')}$$







# **ANNEXE 09**



Projet : 500 1000 LOGTS DRAA AL MIZANE

N°Dossier : 38 PS 2016

Lieu : DRAA AL MIZANE

Client : MCC ALGERIE

Sondage N°: S 13

Appareil:

Date essai : 15/07/2016 au 24/07/2016

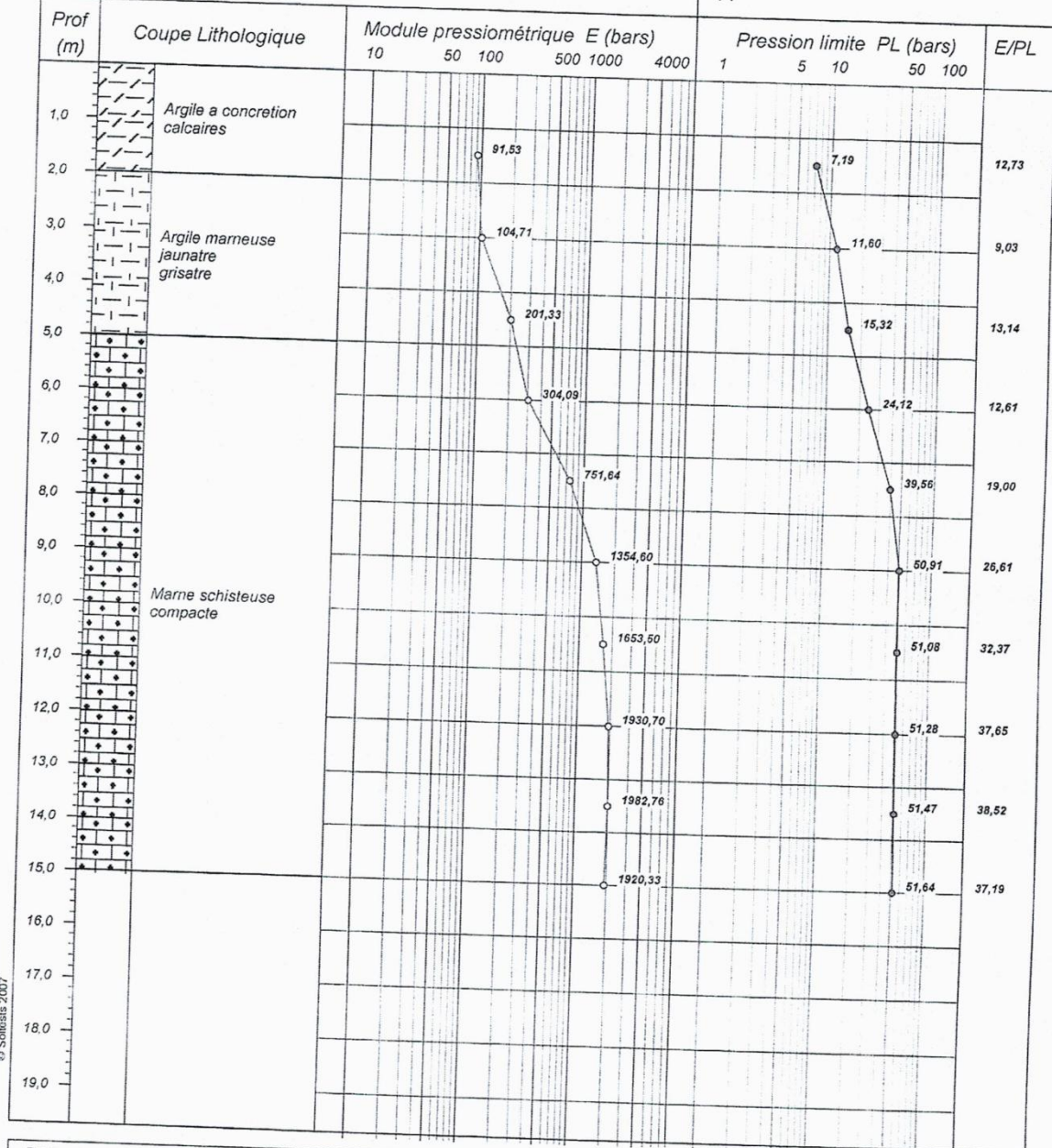
Profondeur nappe / TN (m) :

Coordonnées GPS :

X :

Z :

Y :



© Schlüter, 2007

**Remarque :**



Projet : 500 1000 LOGTS DRAA AL MIZANE

N°Dossier : 38 SP 2016

Lieu : DRAA AL MIZANE

Client : MCC ALGERIE

Sondage N°: S 17

Appareil:

Date essai : 24/07/2016 au 24/07/2016

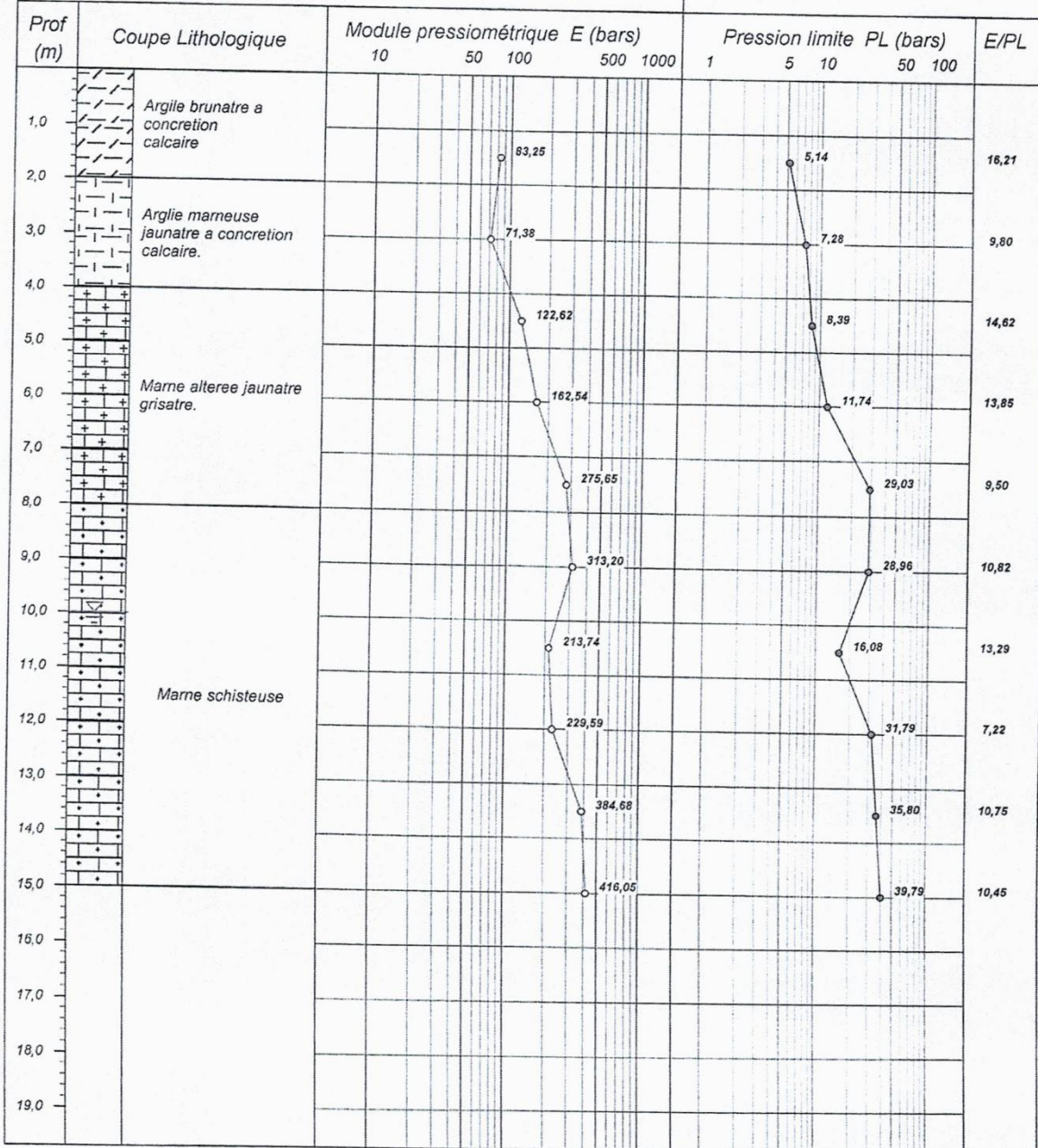
Profondeur nappe / TN (m) : 10

Coordonnées GPS :

X :

Z :

Y :



© Solistes 2007

Remarque :

BIBLIOGRAPHIE

# Bibliographie

---

## BIBLIOGRAPHIE :

1. **LOUAFI. B et BAHAR. R , (2011 )**

Étude en laboratoire de l'effet de l'apport d'un matériau inerte sur les caractéristiques de gonflement d'une marne argileuse, Laboratoire de Géomatériaux, Environnement et Aménagement, Faculté du Génie de la Construction, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie.

2. **MELBOUCI. B, (2009)**, « Méthode de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement », (Editions El Amel ) .

3. **BOUSSAID. K ( 2005) Thèse de Doctorat ;**

« Sols intermédiaires pour la modélisation physique, Application aux fondations superficielles Laboratoire Central des Poids et Chaussée à Nantes.

4. **LE BOUTEILLER .C, ( 2011) Thèse de Doctorat ;**

« Dégradation des sédiments marneux et suspensions hyper concentrées », (Les Bassins versants marneux de Draix ; Les Alpes de Hautes-Provence), Université de GRENOBLE.

5. **MEHIDI K.(1997) ;**

« Contribution à l'étude du comportement mécanique des marnes remaniées de Kabylie », thèse de magister de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou.

6. **MODOU DIOP - 2002 projet Ingénieur ;**

Conception de Structures Routières sur Marnes et Argiles Gonflantes Etude de cas: BARGNY-DIAMNIADIO, UNNERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR.

7. **LERAU. J, (2006 )** « Géotechnique, Cours-Chapitres, Institut National Des Sciences Appliquées De Toulouse, 2005-2006 ».

8. **PEJON .J et LE ROUX et GUIGNARD .D – (1997)**, comportement à l'eau des roches argilo-marneuses, suivi du gonflement, importance de la minéralogie et des textures, BELLETIN of the international Association of ENGINEERING GEOLOGY, Paris –N°55.

9. **PIERRE MAGNAN. J,** Techniques de l'Ingénieur, traité Construction, article **C214**, Déformabilité des sols. Tassements. Consolidation, Laboratoire central des ponts et chaussées, Paris.

10. **LCPC**, Méthode d'essai LCP n°21,( 1987), l'essai de cisaillement à la boîte, Laboratoire Central Des Ponts et Chaussées, Paris.

# Bibliographie

---

11. **PIERRE .J** ,*Norme NF P 94-071-1, (2006-2007)*, ESSAI DE CISAILLEMENT SUR UN SOL cohérent.
12. **MOUROUX .P, Margron .P et Pint J.C, (1988)**, “La construction économique sur sols gonflants”, Manuels et méthodes n°14. B.R.G.M., Orléans.
13. **ZENKHR I. A,(2010)**, “Solutions de construction sur sol potentiellement gonflant application à la région d’In-Aménas”, Thèse présentée pour obtenir le diplôme de magister en Génie Civil spécialité géotechnique, Université Houari Boumediene.
14. **MADJENOUNE .A (2014)**, “Analyse, caractérisation, prévision et modélisation du comportement des argiles gonflante”, Thèse de doctorat en Génie Civil spécialité géotechnique, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie.
15. **MOBAREK .H /Hamel (2004)**, “Prévision du potentiel de gonflement de quelque argiles d’Algérie ”Thèse présentée pour obtenir le diplôme de magister en Génie Civil spécialité géotechnique, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Algérie.
16. **OLIVIER CUISINIER (2002)**, “Comportement Hydromécanique des sols Gonflants compactés”, présentée en vue de l’obtention du grade de « docteur de L’I.N.P.L » spécialité Génie civil – Hydro système –Géotechnique (Ecole Doctorale RP2E).
17. **XIANG LINGLI (1999)**, “Comportement Hydromécanique des sols fins :de l’état saturé à l’état non saturé “, présentée en vue de l’obtention du grade de « docteur en science appliquée » de l’université de liège faculté des sciences appliqué .
18. **DJEDID. A**, « L’identification des sols gonflants pour une démarche unifiée » Département de Génie Civil, Faculté des Sciences de l’Ingénieur, Université Aboubekr Belkaid B.P. 230, Tlemcen, 13000, Algérie.
19. **JEROME GAOMBALET (2004)** ,’’ le gonflement des argiles et ses effets sur les ouvrages souterrains de stockage’’, Thèse présentée en vue de l’obtention du titre de Docteur de l’Ecole Polytechnique Spécialité Mécanique.
20. **AZZOUZ Fatima Zohra ( 2006)**, ‘’ contribution a l’étude de la stabilisation chimique de quelque argiles gonflantes de la région de Tlemcen’’, Thèse présentée pour obtenir le diplôme de magister en Génie civil spécialité Mécanique des Sols et géotechnique Faculté des Sciences de l’Ingénieur.
21. **BOUROKBA MRABENT Souad Ame( 2011)** , » Etude de la conductivité hydraulique et dela stabilisation par ajout de liants hydrauliques de l’argile de mers el kebir » Thèse présentée en vue de l’obtention de Doctorat en science, Université des Sciences et de la Technologie d’Oran Mohamed BOUDIAF.

# Bibliographie

---

22. **ROBITAILLE Vincent et Denis TREMLAY** Livre de mécanique des sols(théorie et pratique) ;l'auteur .Modulo Editeur1997 ;
  23. **BOUAFIA Ali** ; Livre de génie civil ( conception et calcul des ouvrages géotechnique ; cours et application ;l'auteur M<sup>F</sup>;copyright EURL page Bleues intrnational janvier2010 .
  24. **COSTET J, SANGLERAT G**, Cours pratique de mécanique des sols, Dunod, p.265-269, 1975.
  25. **David .L**, « Etude géologique des monts de la haute Medjerda », Thèse de doctorat, Université de Paris, 1956.
  26. **ROBERT D.H., William D.K**, Introduction à la géotechnique, Editions de l'école, 1991.
  27. **Norme AFNOR** limite d'Attrebarg NF P 94-051 LTPS
  28. **Norme AFNOR** d'oedomètre NF P 94-90.
  29. **Norme AFNOR** de la densité NF P 94-064.
  30. **Norme AFNOR** du cisaillement NF P 94-71.
  31. Règles parasismiques Algériennes **RPA 99/2003** Document technique réglementaire DTRC248.
  32. **Document technique réglementaire D.T.R B.C 2.32** . « Méthodes de sondages et d'essai des sols »,
  33. **MOKEDDEM Y.1 BERGA A.2, (2011)** , «**Caractérisation du Potentiel de Gonflement de l'Argile de la Région d'Abadla – Guir Lotfi** » Laboratoire de Fiabilité des Matériaux et des Structures (FIMAS)Université de Béchar ALGERIE.( **Journal of Scientific Research**)
  34. **MAHTALI .H , (2009)**« Identification du potentiel de gonflement d'un sol de la région de souk-ahras » département de génie minier, faculté des sciences de la terre, université badji mokhtar Annaba.
- Manuel sur les essais de laboratoire fait par un Technicien supérieur en génie civil de BOUIRA(1976),