

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



## **Mémoire de Master**

**Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma**

**Faculté des Sciences et de la Technologie**

**Département de : Génie Civil & Hydraulique**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : Géotechnique**

Présenté par : Douailia Saousene

Bahloul marwa

---

---

**Thème : Etude des sols affaissables**

---

---

**Sous la direction de : Dr. Rouaiguia ammar**

**2019**

## *Remerciement*

*Nos remerciements vont tout premièrement à Dieu tout puissant pour la volonté, la santé et la patience, qu'il nous a donnée durant toutes ces longues années.*

*Nous remercions les membres de jury d'examen pour l'honneur qu'ils nous font en participant au jugement de ce travail.*

*Nous remercions, mon directeur de mémoire Mr. Rouaiguia ammar doctor à l'université de 8 mai 1945, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion*

*Nous remercions vont aussi à tous les enseignants du département de génie civil qui ont contribué à notre formation*

*Enfin nous tenons à exprimer notre reconnaissance à tous nos amis et collègues pour leur soutien moral et matériel...*

# Dédicace

*Je dédie ce modeste travail :*

*A mon père AMMAR qui a sacrifié sa vie pour que  
la mienne réussisse*

*A ma mère NOURA qui ma soutenu et encouragé  
tout le temps.*

*A mon grand père et mes grandes mères.*

*A mes frères : HACHEM et Med ISLEM.*

*A ma sœur : AHLEM.*

*A mes chère tontes : ATIKA et DALILA.*

*A toute la famille : MEKHALFIA et DOUAILIA.*

*A mes copains de chambre : MERIEM ; ASMA ;  
SAFA et BOUTHAINA.*

*A mon Chère amis : Abd ALSAMMAD ; FATEH.*

*A mon binôme : MARWA et sa famille.*

*A toute la section Géotechnique.*

*Et à tous ce qui ont enseigné moi au long de  
ma vie scolaire.*

*SAOUSANE DOUAILIA*

# *Dédicace*

*Je dédie ce mémoire*

*A mes chers parents ABDELAZIZ BAHLOUL et CHERJET  
FAIROUZ*

*Pour leur patience, leur amour, leur soutien et leur encouragement.*

*A mes sœurs : Imen, DJOUHAINA*

*Et mon frère : AMINE*

*A toute la famille BAHLOUL et CHERJET*

*A tous mes chers amis et mes collègues*

*Et à tous ce qui ont enseigné moi au long de ma vie scolaire.*

*BAHLOUL Marwa*

## **Résumé**

Le risque de construction de structures sur des sols affaissables représente un défi significatif pour les ingénieurs géotechniciens en raison de la réduction soudaine du volume par mouillage.

Dans ce travail, une étude expérimentale sur le traitement par la poudre du marbre sur un échantillon de sol affaissable provenant de la région de M'Sila à été réalisée en effectuant une série d'essai, y compris analyse granulométrique, essais de compactage Proctor, essais de la résistance au cisaillement, et essais Œdométriques avec pour objectif d'évaluer le taux d'affaissement et d'étudier l'efficacité la méthode de traitement par la poudre du marbre sur ce sol.

Cette étude nous a permis de déterminer les paramètres de cisaillement du sol pour l'essai non consolidé et non drainé ainsi que les coefficients d'affaissement du sol sans traitement et traité par différents pourcentages de poudre de marbre. Les résultats montrent que l'addition de la poudre du marbre a une influence non significative pour l'amélioration du sol étudié et la diminution du coefficient d'affaissement.

**Mots clés :** Sols Affaissables, Oedomètre, Traitement, Essai Proctor, Poudre du Marbre.

## **Abstract**

The risk of constructing structures on collapsible soils presents significant challenges to geotechnical engineers due to sudden reduction in volume upon wetting.

In this work, an experimental study on the treatment by marble powder on a sample of collapsible soil comes from the region of M'Sila was carried out by performing a series of test, including particle size analysis, Proctor compaction tests, tests of shear strength, resistance, and Oedometer tests with the objective of evaluating the rate of subsidence and to study the effectiveness of the marble powder treatment method on this soil.

This study allowed us to determine the soil shear parameters for unconsolidated and undrained test as well as the collapse potential for soil without treatment and treated with different percentages of the marble powder. The results show that the addition of the marble powder has an insignificant influence for the improvement of the studied soil and the collapse potential.

**Keywords:** Collapsible Soils, Oedometer, Treatment, Proctor Test, Marble Powder.

## ملخص

يمثل خطر إنشاء هياكل على التربة القابلة للهبوط تحديات كبيرة للمهندسين الجيوتقنيين بسبب الانخفاض المفاجئ في الحجم عند ارتفاع محتوى الرطوبة.

من خلال هذه الدراسة، تم إجراء دراسة تجريبية حول المعالجة بواسطة مسحوق الرخام على عينة من التربة القابلة للهبوط من منطقة المسيلة من خلال إجراء سلسلة من الاختبارات ، بما في ذلك تحليل المنخلي، واختبارات ضغط بروكتور، واختبارات قوة القص ، و اختبارات الأودومتر بهدف تقييم معدل هبوط ودراسة فعالية طريقة معالجة مسحوق الرخام على هذه التربة.

سمحت لنا هذه الدراسة بتحديد معامل قص التربة للاختبار غير الموحد وغير المجاري وكذلك معامل هبوط التربة دون معالجة ومعالجتها بنسب مئوية مختلفة من مسحوق الرخام. أظهرت النتائج أن إضافة مسحوق الرخام له تأثير ضئيل على تحسين التربة المدروسة وتقليل معامل الهبوط.

**الكلمات المفتاحية:** التربة القابلة للهبوط , الأودومتر, العلاج, اختبار بروكتور ، مسحوق الرخام.

# Sommaire

Remerciement

Dédicace

Résumé

Sommaire

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale..... 1

## Chapitre 1 : Les Sols à problèmes

1.1. Introduction..... 3

1.2. Les sols problématiques ..... 3

1.3. Les phénomènes liés aux sols à problèmes ..... 4

1.3.1. Tassement..... 4

1.3.2. Glissement ..... 4

1.3.3. Affaissement..... 5

1.3.4. Gonflement..... 5

1.4. Types des sols à problèmes ..... 6

1.4.1. Les sols à problèmes chimiques..... 6

1.4.1.1. Sol acide..... 6

1.4.1.2. Sol salin..... 7

1.4.1.3. Sol alcalin ..... 7

1.4.1.4. Sol sodique..... 8

1.4.2 Les sols à problèmes physique..... 8

1.4.2.1. Sols dispersifs..... 8

1.4.2.2. Sols affaissables..... 9

1.4.2.3. Sol liquéfiable..... 9



1.4.2.4. Sol sableux.....	10
1.4.2.5. Sol sensible au gel .....	11
1.4.2.6. Sols tourbeux.....	11
1.4.2.7.Sols gonflants (Expansive (swelling) soil) .....	12

## Chapitre 2 : Les Sols Affaissables

2.1. Introduction .....	13
2.2. Définition des sols affaissables.....	13
2.3. Terminologie et concept des sols affaissables.....	15
2.4. Origine des sols affaissables.....	15
2.5. Age des sols affaissables .....	16
2.6. Les Dénominations Des Sols Affaissables.....	16
2.7. Formation des sols Affaissables.....	17
2.8. Répartition et étude des sols macroporeux à travers le monde.....	17
2.9. Les causes d'inondation des sols affaissable .....	21
2.10. Paramètres influant sur l'effondrement des sols .....	22
2.11. Phénomènes d'affaissement.....	23
2.12. Les caractéristiques principales des sols affaissables.....	25
2.13. Les principaux types des sols affaissables .....	25
2.13.1. Les sols construits par l'homme (compacté) .....	26
2.13.2. Les sols naturellement déposés.....	26
2.14. Nature géologique du sol affaissable.....	29
2.15. Répartition des zones arides.....	30
2.15.1. Dans le monde .....	30
2.15.2. Dans l'Algérie.....	31
2.16. Classement des sols affaissables .....	31
2.16.1. Groupe 1.....	31
2.16.2. Groupe 2.....	31
2.17. Mécanisme de l'affaissement.....	32

<b>2.18. Les propriétés physiques des sols affaissables .....</b>	<b>34</b>
<b>Conclusion.....</b>	<b>34</b>

### **Chapitre 3: Méthodes de Traitement des Sols Affaissables**

<b>3.1. Introduction .....</b>	<b>35</b>
<b>3.2 .Les procédés de traitement des sols affaissables.....</b>	<b>35</b>
<b>3.2.1. Traitement par compactage.....</b>	<b>35</b>
<b>3.2.2. Traitement par pré mouillage .....</b>	<b>36</b>
<b>3.2.3. Traitement chimique .....</b>	<b>37</b>
<b>3.2.4. Traitement thermique .....</b>	<b>37</b>
<b>3.2.5. Traitement par pré chargement.....</b>	<b>37</b>
<b>3.2.6. Traitement par colonne ballastée.....</b>	<b>38</b>
<b>3.2.7. Traitement par substitution.....</b>	<b>38</b>
<b>3.2.8. Traitement par injection.....</b>	<b>39</b>
<b>3.2.9 Traitement par pieu de sable.....</b>	<b>39</b>
<b>3.2.10. Vibrocompactage (ou vibroflottation) .....</b>	<b>39</b>
<b>3.2.11. Compactage dynamique(ou pilonnage) .....</b>	<b>40</b>
<b>3.2.12. Densification par Vibro-refoulement.....</b>	<b>40</b>
<b>3.2.13. Compactage par étincelle électrique .....</b>	<b>41</b>
<b>3.2.14. Compactage par explosion.....</b>	<b>41</b>
<b>3.2.15 Traitements par congélation.....</b>	<b>41</b>
<b>3.3. Evaluation des méthodes de traitement.....</b>	<b>42</b>
<b>3.4. Le choix des techniques de traitement des sols .....</b>	<b>44</b>
<b>3.4.1. Le choix basé sur profondeur du sol.....</b>	<b>44</b>
<b>3.4.2. Le choix basé sur classes granulométriques et l'état du sol.....</b>	<b>45</b>
<b>Conclusion : .....</b>	<b>46</b>

### **Chapitre 4 : Matériaux ; Matériel et Essais Expérimentaux**

<b>4.1. Introduction .....</b>	<b>48</b>
<b>4.2. Caractéristiques des matériaux utilisés.....</b>	<b>48</b>

4.2.1. Le sol utilisé.....	48
4.2.2. L'ajout utilisé (le marbre).....	48
4.2.2.1. Définition.....	48
4.2.2.2. NORMES.....	48
4.2.2.3. Propriétés physico-mécaniques.....	49
4.2.2.4. La carrière de marbre.....	50
4.2.2.5. La poudre de marbre.....	50
4.3. Les essais préliminaires.....	51
4.4. L'analyse granulométrique par tamisage (NF P 94-056).....	51
4.4. 1. Définition.....	51
4.4. 2. But de l'essai.....	51
4.4. 3. Appareillage.....	51
4.4.4 .Principe.....	52
4.4. 5. Mode opératoire.....	52
4.5. Densités spécifiques des grains solides (NF P 94 -054 )......	53
4.5.1. Définition.....	53
4.5.2. Appareillage :.....	53
4.5.3. Mode opératoire.....	54
4.6. Essai Proctor (NF P 94-093)......	54
4.6.1. Définition.....	54
4.6.2. Appareillage.....	55
4.6.3. Mode opératoire.....	55
4.7. Essai équivalent de sable (NF P 18-598).....	56
4.7.1. Principe de l'essai :.....	56
4.7.2 Appareillage et matériels utilisés.....	57
4.7.3. Mode opératoire.....	57
4.8. Essais de cisaillement (NF P 94-71).....	59
4.8.1. Introduction.....	59

4.8.2 But de l'essai .....	59
4.8.3 Matériel utilisée .....	59
4.8.4 Mode opératoire .....	60
4.8.5 Remarque .....	61
<b>4.9. Essai œdométrique (XP P 94-090-1) .....</b>	<b>61</b>
4.9.1 Définition .....	61
4.9.2 Essai œdométrique simple .....	61
4.9.3 Essai œdométrique double .....	62
4.9.4 But de l'essai .....	62
4.9.5 Appareillage .....	62
4.9.6 Mode opératoire .....	63
4.9.7 Remarque .....	63
<b>Conclusion.....</b>	<b>63</b>

## **CHAPITRE 5 : Résultats et Interprétation des Essais au Laboratoire**

<b>5.1 Propriétés physiques .....</b>	<b>65</b>
5.1.1. Teneur en eau initiale (w %) .....	65
5.1.2. Analyse granulométrique.....	65
5.1.3 Les caractéristiques du sol utilisé sont.....	67
<b>5.2 Essai Proctor normal .....</b>	<b>67</b>
<b>5.3 Equivalent de sable.....</b>	<b>68</b>
<b>5.4 Densités spécifiques des grains solides méthode de pycnomètre .....</b>	<b>69</b>
<b>5.5 Essai de cisaillement .....</b>	<b>70</b>
5.5.1 Caractéristiques initiales.....	71
<b>5.6 Essai œdométrique .....</b>	<b>73</b>
5.6.1 Interprétation des résultats .....	75
5.6.1.1 Sol non traitée .....	75
5.6.1.2 Sol traitée.....	78
<b>Conclusion.....</b>	<b>82</b>

**Conclusions Générales ..... 84**

**Références Bibliographiques**

**Normes**

# Liste des figures

## Chapitre 1 : Les Sols à problèmes

<b>Figure 1.1</b> : Fissures, tassements sur la plateforme du stade.....	4
<b>Figure 1. 2</b> : Exemple d'un glissement terrain.....	4
<b>Figure 1.3a</b> : Affaissement du terrain et stagnation des eaux .....	5
<b>Figure 1. 3b</b> : Affaissement et bombement de la chaussée .....	5
<b>Figure 1. 4</b> : Fissuration longitudinale de routes due au retrait et gonflement des sols.....	6
<b>Figure 1. 5</b> : l'effet de L'acidification sur le sol.....	6
<b>Figure 1.6</b> : l'effet du sel sur le sol salin.....	7
<b>Figure 1. 7</b> : Sol alcalin.....	7
<b>Figure 1. 8</b> : Sol sodique.....	8
<b>Figure 1. 9</b> : Les sols dispersifs.....	8
<b>Figure 1. 10</b> : L'effondrement du sol d'un forage realise par Total a Ouargla en 1978.....	9
<b>Figure 1. 11</b> : Montre des bâtiments renversés à El Asnam en 1980.....	10
<b>Figure 1. 12</b> : Type de sol sableux.....	11
<b>Figure 1. 13</b> : Type de sol sensible au gel.....	11
<b>Figure 1.14</b> : Type de sol tourbeux.....	12
<b>Figure 1.15</b> : phénomène de gonflements de sol sur la route.....	12

## Chapitre 2 : Les Sols Affaissables

<b>Figure 2.1</b> : L'affaissement du pont de Malan ville,Septembre dernier, a mis en péril le trafic entre le Bénin et le Niger.....	18
<b>Figure 2.2:</b> Effondrement de la ville de Cheria en 2009 et les dommages induits.....	19
<b>Figure 2.3:</b> Effondrement de la ville de Chine.....	21
<b>Figure 2.4</b> :Effondrement des villes.....	25
<b>Figure 2.5</b> : Les principaux types des sols affaissables (d'après Rogers, 1995).....	29
<b>Figure 2.6</b> : Carte mondiale modern des zones arides.....	30

<b>Figure 2.7 :</b> Répartition des précipitations dans le nord de L'Algérie FAO 2005.....	31
<b>Figure 2. 8 :</b> les liaisons.....	32
<b>Figure 2. 9 :</b> Changement de l'arrangement des particules du sable limoneux suggéré Par Casagrande (1932), (d'après Houston et al. 1988). ....	33

### **Chapitre 3: Méthodes de Traitement des Sols Affaissables**

<b>Figure 3. 1 :</b> Un rouleau compacteur.....	36
<b>Figure 3.2 :</b> Compactage dynamique.....	36
<b>Figure 3. 3 :</b> Compactage par vitro-sonde. ....	36
<b>Figure 3. 4 :</b> Traitement chimique à la chaux et au ciment. ....	37
<b>Figure 3. 5 :</b> Mise en œuvre des colonnes ballastées. ....	38
<b>Figure 3.6 :</b> Liaison par agrégats d'argiles. ....	42
<b>Figure 3.7 :</b> Les champs d'application des différentes techniques de traitement.....	46

### **Chapitre 4 : Matériaux ; Matériel et Essais Expérimentaux**

<b>Figure4.1 :</b> Le sol utilisé (sol affaissable). ....	48
<b>Figure4.2 :</b> La carrière de marbre de Maouna ; Guelma. ....	50
<b>Figure4.3 :</b> Montre les couleurs du marbre utilisé. ....	50
<b>Figure4.4 :</b> Tamiseuse. ....	52
<b>Figure4. 5 :</b> Série des tamis et la tamiseuse. ....	52
<b>Figure 4.6 :</b> Courbe granulométrique. ....	53
<b>Figure4.7:</b> Pycnomètre en verre. ....	53
<b>Figure4.8 :</b> Matériel d'essai pycnomètre (L T P Est Annaba). ....	54
<b>Figure4. 9:</b> Moule Proctor normal.....	55
<b>Figure4. 10:</b> Dame de compactage manuel.....	55
<b>Figure4. 11 :</b> Matériel utilisé.....	55
<b>Figure4. 12 :</b> Courbe de Proctor. ....	56
<b>Figure4.13 :</b> Equivalent de sable ....	58
<b>Figure4.14 :</b> L'appareil de cisaillement direct (boîte de Casagrande). ....	60

<b>Figure 4.15</b> : Courbe œdométrique (teste de Knight 1963).....	61
<b>Figure 4.16</b> : Double odomètres (Knight et Jennings 1975). .....	62
<b>Figure 4.17</b> : Les machines utilisées pour l'essai œdométrique laboratoire (L T P Est. Annaba). .....	63

## CHAPITRE 5 : Résultats et Interprétation des Essais au Laboratoire

<b>Figure 5.1</b> . Les types de sol selon la taille des particules.....	65
<b>Figure 5.2</b> : Courbe granulométrique du sol. ....	66
<b>Figure 5.3</b> . Courbe de compactage (Essai Proctor normal) pour sol sans traitement.....	68
<b>Figure 5.4</b> : Représentation schématique de la boîte de cisaillement.....	70
<b>Figure 5.5</b> : Courbes contrainte – déplacement.....	71
<b>Figure 5.6</b> : Détermination de $\phi$ et C.....	71
<b>Figure 5.7</b> : Courbes contraintes de cisaillement/déplacement pour sol naturel.....	72
<b>Figure 5.8</b> : La courbe enveloppe du sol. ....	73
<b>Figure 5.9</b> : Représentation schématique d'une cellule œdométrique.....	73
<b>Figure 5.10</b> : Exploitation de la courbe de compressibilité.....	74
<b>Figure 5.11</b> : Courbe de sol saturée à 200 KPa avant compactage. ....	76
<b>Figure 5.12</b> : Courbe de sol saturée à 200 KPa après compactage.....	77
<b>Figure 5.13</b> : Courbe d'essai double oedomètre.....	78
<b>Figure 5.14</b> : Courbe de sol saturée à 200 KPa + 3% poudre du marbre .....	79
<b>Figure 5.15</b> : Courbe de sol saturée à 200 KPa + 6 % poudre du marbre .....	80
<b>Figure 5.16</b> : Courbe de sol saturée à 200 KPa + 8% poudre du marbre .....	81
<b>Figure 5.17</b> : Courbe des essais œdométriques pour sol naturel sans traitement et avec différents pourcentages de la poudre du marbre. ....	81
<b>Figure 5.18</b> : Histogrammes de variabilité de coefficient d'affaissement.....	82



## Liste De Tableau

### Chapitre 2 : Les Sols Affaissables

<b>Tableau 2.1</b> : Les propriétés physiques des sols affaissables.....	34
--	----

### Chapitre 3: Méthodes de Traitement des Sols Affaissables

<b>Tableau 3.1</b> : comparaison par prédiction et mesures des effondrements par Différentes méthodes de traitements (Rollins et Rogers ,1994).....	43
---	----

<b>Tableau 3.2</b> : Comparaison des avantages et les limites des différentes méthodes (Rollins et Rogers, 1999) .....	44
--	----

<b>Tableau 3.3</b> :Méthodes de traitement des sols Affaissables selon bara (1976) . .....	75
--	----

<b>Tableau 3.4</b> : Résumé général des sols effondrables. ....	76
---	----

### Chapitre 4 : Matériaux ; Matériel et Essais Expérimentaux

<b>Tableau 4.1</b> . Montre la composition physico-mécanique et chimique du marbre utilisé .....	79
--	----

### CHAPITRE 5 : Résultats et Interprétation des Essais au Laboratoire

<b>Tableau 5.1</b> : Granulométrie du sol par tamisage .....	66
--	----

<b>Tableau 5.2</b> . Granulométrie du sol.....	66
--	----

<b>Tableau 5.3</b> . Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol naturel sans traitement.....	67
---	----

<b>Tableau 5.4</b> . Résultat d'essai d'équivalent de sable.....	68
--	----

<b>Tableau 5.5</b> . Valeurs préconisées pour l'équivalent de sable .....	69
---	----

<b>Tableau 5.6</b> : Masse volumique absolue du sol. ....	70
---	----

<b>Tableau 5.7</b> : Les caractéristiques initiales de l'échantillon. ....	72
--	----

<b>Tableau 5.8</b> : Classification des sols affaissables en fonction des valeurs de potentiel d'affaissement. Jennings et Knight (1975). ....	74
--	----

<b>Tableau 5.9</b> : Caractéristique de sol saturée à 200 KPa avant compactage .....	75
--	----

<b>Tableau 5.10</b> : Caractéristique de sol saturée à 200 KPa après compactage .....	76
---	----

<b>Tableau 5.11</b> : Caractéristique d'essai double odomètre .....	77
---	----

<b>Tableau 5.12</b> : Caractéristique de sol saturée à 200 KPa + 3% poudre du marbre .....	78
--	----

<b>Tableau 5.13:</b> Caractéristique de sol saturée à 200 KPa + 6% poudre du marbre .....	79
<b>Tableau 5.14 :</b> Caractéristique de sol saturée à 200 KPa + 8% poudre du marbre .....	80
<b>Tableau 5.15:</b> Les résultats des coefficients d'affaissement inondés à 200 kPa pour sol naturel sans traitement et avec différents pourcentages de la poudre du marbre. ....	82

# Introductions

## Générale

### Introductions générale

Le sol est la couche superficielle meuble de la lithosphère terrestre, présentant une épaisseur variable de quelques centimètres à plusieurs mètres. Il est constitué par un mélange de matériaux minéraux et organiques.

Le terme "sol" est utilisé en génie civil pour désigner un matériau constitué d'un agrégat naturel de particules minérales de dimensions comprises dans des limites prédéfinies.

La plupart des sols peuvent créer des problèmes du point de vue de construction. Dans ce cas, le sol ne peut pas être utilisé à des fins de construction et nécessite donc des techniques d'amélioration

L'ingénieur est donc souvent confronté à des problématiques majeures lors l'étude des ouvrages construits sur ce genre de sols car souvent les campagnes de reconnaissances géotechniques ne prévoient pas la mesure de plusieurs paramètres attachés à certains phénomènes. Parmi les causes d'instabilité d'ouvrages les plus rencontrés dans le monde entier et l'Algérie en particulier, le phénomène de gonflement, l'effondrement et le glissement

Les trois phénomènes cités sont à l'origine de nombreux désordres tant pour les constructions en surface (bâtiments, ouvrages de soutènement, remblais) que pour les ouvrages enterrés (tunnels, pieux).

Les sols affaissables sont des sols métastables, à structure ouverte lâche de nature non saturés, se trouvant sous forme de dépôts à l'état sec, une cimentation naturelle entre les grains Leur confère une importante liaison inter granulaire et peuvent supporter des charges très élevées .Cependant, la saturation, même sans chargement supplémentaire, provoque la désintégration des liaisons donnant une structure plus dense suivie d'un effondrement soudain des particules du sol. Ces sols sont localisés essentiellement dans les régions arides et semi-arides.

Plusieurs techniques de stabilisation et de confortement, ont été utilisées dans le domaine de génie civil afin de résoudre les problèmes vécus. (La chaux, le ciment, cendres volantes, les solutions salines, l'ajout de sable ...) et les traitements par liants hydrauliques (chaux, ciment, marbre, cendres volantes, ...) les traitements organiques (bitumes, résines naturelles, polymères, ...) le traitement mécanique et thermique.

## **Introductions générale**

---

La technique du traitement des sols a été utilisée dès la fin des années soixante, elle a été principalement appliquée à la réutilisation en remblai des sols sensibles à l'eau et humides. Elle a ainsi permis de réaliser, dans de bonnes conditions techniques, économiques et de délais, les grands travaux de terrassement nécessités par la construction des programmes autoroutiers.

Dans ce travail, une étude expérimentale sur le traitement à la poudre de marbre du sol affaissable a été réalisée en effectuant une série d'essais, y compris analyse granulométrique, essais de compactage Proctor, et essais de cisaillement avec pour objectif d'évaluer l'efficacité de la méthode de traitement à la poudre de marbre de ce sol affaissable, ainsi que de donner la quantité optimale de la poudre de marbre pour la conception pratique.

Pour atteindre cet objectif, on a structuré notre mémoire comme suit:

Chapitre 1 : Les sols à problèmes.

Chapitre 2 : Les sols Affaissables.

Chapitre 3 : Méthodes de Traitement des Sols Affaissables.

Chapitre 4 : Matériaux ; Matériel et Essais Expérimentaux.

Chapitre 5 : Résultats et Interprétation des Essais au Laboratoire .

Enfin, on termine par une conclusion générale englobant la synthèse de notre recherche bibliographique.

# **CHAPITRE 1**

## **LES SOLS à Problèmes**

**Chapitre 1 : Les Sols à problèmes****1.1. Introduction**

La mécanique des sols est l'une des disciplines du génie civil (stabilité des ouvrages). D'une manière générale on peut dire que toutes les constructions doivent s'insérer dans un état initial stable et vu qu'il y a plusieurs phénomènes qui influencent cette stabilité tels que le glissement de terrain, le gonflement, les sols compressibles, l'effondrement, l'érosion de sol...etc. L'ingénieur se trouve dans un double souci de sécurité et d'économie, c'est parce qu'il doit prendre en considération les différentes conditions et choisir la bonne solution et la meilleure technique pour résoudre chaque problème, car une mauvaise conception ou une mauvaise réalisation d'un ouvrage peuvent conduire à des désordres et donc à des dommages voire même à des pertes en vie humaine; la responsabilité de l'ingénieur est alors à prendre en compte.

L'ingénieur en génie civil et en particulier l'ingénieur géotechnicien est souvent confronté à des problématiques majeures, lors de l'étude des ouvrages construits sur sol support et parmi les problèmes rencontrés dans le monde et en Algérie en particulier les phénomènes de glissement de terrain, le gonflement des sols argileux, les sols effondrables, et les sols compressibles.

L'histoire montre que la plupart des sols instables par (tassement ; effondrement ; glissement ; gonflement ..... ) sont des sols de nature argileuse ou alluvionnaire avec un pourcentage significatif des particules fines, ceci a été confirmé par plusieurs études (Arab, 2008 ; Lade et Yamamuro, 1997).

**1.2. Les sols problématiques**

Parfois et pour des raisons imprévisibles, le sol commence à se dilater ou à gonfler ou peut avoir des effets inattendus ou peut s'effondrer. Pour certaines raisons, la structure du sol peut également changer, modifiant ainsi la résistance du sol.

De nombreux sols peuvent se révéler comme problématiques en géotechnique, parce qu'ils se dispersent, développent, réduisent, subissent un tassement excessif, et ont un manque de force ou sont solubles. Ces caractéristiques peuvent être attribuables à leur composition, la nature de leurs fluides interstitiels, leur minéralogie ou leur tissu. Il y a beaucoup de types de sols problématiques, certains de la plus notable étant le gonflement de l'argile, l'affaissement et les sols souples dispersifs. Tout cela peut créer beaucoup de problèmes pour la construction.

### 1.3. Les phénomènes liés aux sols à problèmes

#### 1.3.1. Tassement

Il s'agit de la diminution de volume de certains sols très compressibles (vases, tourbes, argiles) sous l'effet des charges appliquées et de l'abaissement du niveau des nappes aquifères par sur exploitation. La figure 1 montre les fissures et les tassements sur la plateforme du stade à bejaia.



Figure 1.1 : Fissures, tassements sur la plateforme du stade.

#### 1.3.2. Glissement

Le glissement de terrain est défini comme le déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante (voir figure 2).

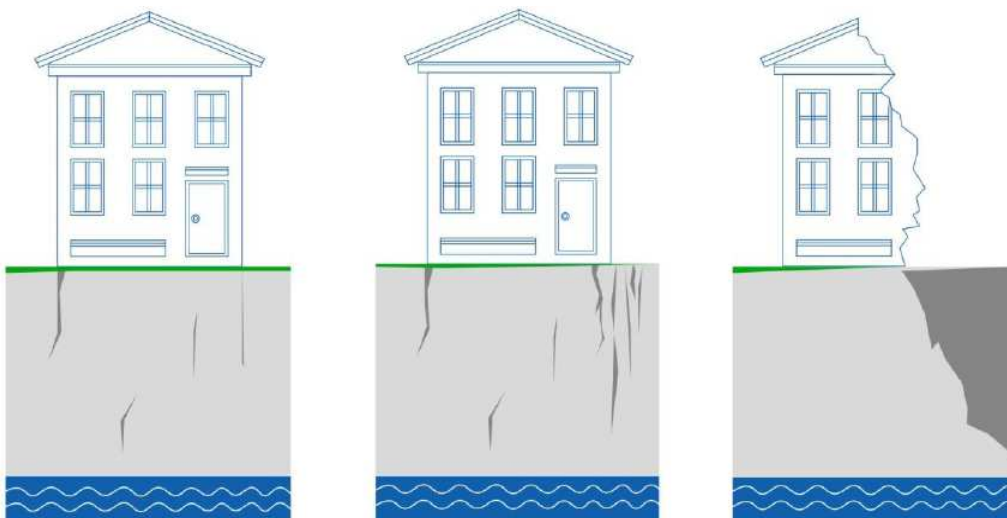


Figure 1. 2 : Exemple d'un glissement terrain.



**1.3.3. Affaissement**

Le phénomène d'effondrement (collapse) est la diminution du volume d'un sol, soumis à certaines conditions, suite à son humidification. Cette diminution de volume conduit à une densification irréversible du sol, initialement lâche ou peu dense (voir figure 3a et 3b).



**Figure 1.3a** : Affaissement du terrain et stagnation des eaux



**Figure 1.3b** : Affaissement et bombement de la chaussée

**1.3.4. Gonflement**

Le gonflement est le terme utilisé pour dire que le volume du sol augmente lorsqu'il absorbe de l'eau. Ce phénomène est au moins partiellement réversible et un sol gonflant subit un retrait (une diminution de volume) quand sa teneur en eau diminue. Dans les pays de climat sec, l'accent est mis sur le gonflement, mais dans les pays dont le climat est humide c'est sur le retrait que l'on insiste. La figure 4 présente des fissurations longitudinales de routes dues au retrait et gonflement des sols.



**Figure 1. 4 :** Fissuration longitudinale de routes due au retrait et gonflement des sols.

## 1.4. Types des sols à problèmes

Il existe deux types de sols à problèmes :

Les sols à problèmes chimiques et les sols à problèmes physiques.

### 1.4.1. Les sols à problèmes chimiques

#### 1.4.1.1. Sol acide

L'acidification est un phénomène naturel, inéluctable et lent. Elle intervient tout aussi bien dans les milieux naturels que cultivés, mais peut s'accroître dans l'horizon de surface en non labour (NL) ou semis direct (SD). En effet, l'apport d'engrais acides sans travail du sol concentre l'acidité en surface. C'est la quantité d'ions  $H^+$  présents dans la solution du sol qui caractérise le pH d'un sol, donc son acidité. Plus il y a de  $H^+$ , plus le sol est acide et plus le pH est bas. La figure 5 montre l'effet de l'acidification sur le sol.



**Figure 1. 5 :** l'effet de l'acidification sur le sol.

**1.4.1.2. Sol salin**

La quantité excessive de sels présents dans le sol, ce sol est connu comme un sol salin. Le sol salin contient principalement du chlorure de sodium. D'autres sels tels que le chlorure de magnésium ( $MgCl_2$ ), le chlorure de potassium (KCl), le gypse ( $CaSO_4 \cdot 2H_2O$ ), le sulfate de sodium ( $NaSO_4 \cdot 2H_2O$ ) et le sulfate de magnésium ( $MgSO_4$ ) peuvent également être présents. Ce processus d'augmentation de la teneur en sel est connu sous le nom de salinisation.

L'effet de la salinité est de diminuer la teneur en eau du sol et le rend sec et rugueux. De plus, le sol salin présente d'autres problèmes physiques, tels qu'une compressibilité élevée, une faible capacité portante et une plus grande expansion. La figure 6 présente un sol salin.



**Figure 1.6 :** l'effet du sel sur le sol salin.

**1.4.1.3. Sol alcalin**

Le sol est un sol alcalin si son pH est supérieur à 7. Les principaux composants présents dans le sol alcalin sont les carbonates de sodium et les bicarbonates de sodium. Les sols alcalins ont de très mauvaises propriétés physiques, et sont très dispersés. La figure 7 présente un sol alcalin.



**Figure 1.7 :** Sol alcalin.

**1.4.1.4. Sol sodique**

Le sol sodique contient une forte concentration de sodium échangeable et moins de concentration d'autres sels présents dans le sol. Le sodium est un cation positif. Cela affaiblira les propriétés physiques du sol. Les cations affaiblissent le lien entre les particules de sol et ils vont gonfler et se disperser. L'effet du sel de sodium est qu'il diminue la teneur en humidité du sol et le rend sec et rugueux.

Le sol sodique dégrade également la structure du sol et entraîne ainsi un problème physique connu sous le nom de dispersion du sol. Le sol sodique peut également provoquer le gonflement. Figure 8 Présente le sol sodique.



**Figure 1. 8 :** Sol sodique.

**1.4.2 Les sols à problèmes physique****1.4.2.1. Sols dispersifs**

Les sols dispersifs ont une défaillance physique. Disperse signifie s'éloigner. De même, dans le sol, la surface du sol se disperse. Cela est dû à la faible liaison entre les particules du sol et de l'argile, etc. Cette condition est due à un pourcentage de sodium échangeable plus élevé dans le sol.



**Figure 1. 9 :** Les sols dispersifs.

Les caractéristiques mécaniques des sols dispersés sont notamment déterminées par la nature des liaisons structurelles entre les particules, dont la mesure où la résistance des particules minérales est très grande et leur compressibilité très faible. Les liaisons structurelles entre les particules des sols argileux peuvent résister à la traction et au cisaillement. La résistance au cisaillement due aux liaisons structurelles est appelée «cohésion ». La propriété de cohésion est tellement caractéristique des sols argileux que, par opposition aux sols pulvérulents (non cohérents), on les appelle « sols cohérents ».

#### **1.4.2.2. Sols affaissables**

Le sol affaissable comme étant le sol dans lequel les parties constituantes ont un arrangement ouvert et qui forment une structure métastable qui peut s'affaisser pour former une structure plus stable et plus dense de volume considérablement réduit. Figure 10 montre un exemple de L'effondrement du sol d'un forage réalisé par Total a Ouargla en 1978.



**Figure 1. 10 :** L'effondrement du sol d'un forage realise par Total a Ouargla en 1978.

#### **1.4.2.3. Sol liquéfiable**

La liquéfaction du sol est un phénomène sismique géologique, généralement brutal et temporaire, par lequel un sol saturé en eau perd une partie ou la totalité de sa portance, permettant ainsi l'enfoncement et l'effondrement des constructions.

Le phénomène de liquéfaction concerne les formations géologiques peu compactes à la granulométrie faible (entre 0,05 et 2 mm) et uniforme. Les formations susceptibles de liquéfaction sont les sables, limons et vases. Figure 11 montres des bâtiments renversés à El Asnam en 1980 par le phénomène de liquéfaction.



**Figure 1. 11 :** Montre des bâtiments renversés à El Asnam en 1980  
Par la liquéfaction.

### **Caractéristiques :**

Ce phénomène se produit en présence d'eau souterraine, remontant à la surface et faisant ainsi perdre la cohésion des particules du sol en surface. Ce sol va se comporter comme une roche meuble.

Lors de secousse sismique, sous l'action des ondes de compression émises, la pression d'eau présente dans les interstices du sol granulaires augmente et lui fait perdre sa cohésion. Des jets d'eau et de sable remontent à la surface sous l'effet de cette pression et sont projetés en l'air avant de retomber sous forme de cônes de sable. Des affaissements localisés par tassement de la couche de sable dont les grains se réorganisent se produisent. Lorsque la couche de sol liquéfié se trouve sous un talus, cela peut provoquer un glissement de terrain.

La liquéfaction ne se produit que dans le sol saturé en eau, ses effets sont souvent observés dans les zones proches de plans d'eau comme les rivières, les lacs, les baies ou les océans. Les effets de la liquéfaction peuvent inclure un glissement de terrain, ou des mouvements plus faible qui produisent des fissures de tension comme sur les berges de la rivière Motagua, lors du tremblement de terre en 1976 au Guatemala.

#### **1.4.2.4. Sol sableux**

Ce type de sol a de très grosses particules et il y a peu ou pas d'argile. Comme ce type de sol a des particules granulaires et que les particules ont une plus grande taille, elles ne réalisent pas le compactage requis par l'argile et le limon dans le sol. C'est pourquoi les sols sableux ne sont pas recommandés pour la construction. La figure 12 montre un type de sol sableux.



**Figure 1.12 :** Type de sol sableux.

#### 1.4.2.5. Sol sensible au gel

Lorsque l'humidité de l'eau gèle dans le sol, son volume augmente de 9% et crée ainsi une pression dans la couche de sol environnante, cela déplace le sol et par conséquent la couche de sol va se déplacer et toute la construction du bâtiment aura les fissures sur la surface à cause du mouvement de la couche de sol. Cependant, lorsque l'eau se dégèle, les particules du sol se réarrangent et reviennent à la position initiale, mais les fissures restent les mêmes. La figure 13 montre un type de sol sensible au gel.



**Figure 1.13 :** Type de sol sensible au gel.

#### 1.4.2.6. Sols tourbeux

Une tourbière est une zone humide caractérisée par l'accumulation progressive de la tourbe, un sol caractérisé par sa très forte teneur en matière organique, peu ou pas décomposée, d'origine végétale. La figure 14 montre le type de sol tourbeux.



**Figure 1.14 :** Type de sol tourbeux.

Les sols tourbeux sont gorgés d'eau (90 %) et riches en matière organique (10 %). Ils se trouvent là où l'eau circule peu et où la matière organique s'accumule mais aussi et surtout dans les tourbières

#### **1.4.2.7. Sols gonflants (Expansive (swelling) soil)**

Les sols gonflants posent des problèmes aux constructions sur tous les continents. Pour ces sols, les variations de volume sont liées à la présence de particules argileuses, mais il existe aussi des roches gonflantes, telles l'anhydrite. Le gonflement est le terme utilisé pour dire que le volume du sol augmente lorsqu'il absorbe de l'eau.



**Figure 1.15 :** phénomène de gonflements de sol sur la route.



# **CHAPITRE 2**

## **LES SOLS AFFAISSABLES**

## **Chapitre 2 : Les Sols Affaissables**

### **2.1. Introduction**

Le sol est un matériau meuble, poreux et hétérogène. Il constitue le matériau support pour les ouvrages de génie civil. Les sols affaissables appelés dans la littérature anglo-saxonne «Collapsible soils» sont définis comme des structures partiellement saturées pouvant subir un réarrangement radical de leurs particules, suivi d'une grande diminution brusque de leur volume, après avoir été inondées à l'eau avec ou sans surcharges. Il est considéré parmi les risques naturels et industriels où les ingénieurs et des équipes de recherches ont des tâches, telles que le risque recherché pour l'étude des terres et la répartition d'affaissement du sol, a donné lieu à des accidents fréquents causés par ce type de sol à la concentration de la recherche autre.

La prévention des risques naturels ou industriels fait partie intégrante des préoccupations des équipes de recherches et des pouvoirs publics en matière d'agencement des sites et d'occupation des sols. La prise en compte de l'aléa naturel tel que les effondrements, les affaissements et les glissements de terrains témoignent de cette inquiétude. Le risque d'affaissement prend une part grandissante dans les projets de construction et d'aménagement du territoire. Les tassements excessifs qui en résultent ont donné une impulsion à l'étude de ce genre de sols.

Les sols gonflants et les sols affaissables appartiennent à la catégorie des sols non-saturés. C'est pourquoi, l'étude du sol non-saturé compacté est indispensable pour traiter les problèmes des sols affaissables. Le sol affaissable est toujours un risque potentiel pour les fondations.

Les sols affaissables ont causé des dommages des constructions et des ouvrages routiers dans plusieurs pays dans le monde comme les Etats Unis, la chine et en France.

Une étude profonde des sols affaissables est nécessaire dans le but de caractérisation, prédiction, les facteurs influant le phénomène d'affaissement et traitement de ce type de sol.

### **2.2. Définition des sols affaissables**

Sol à effondrement brusque est défini comme le sol qui sujet à une réduction importante et soudaine du volume lors du mouillage. Les dépôts de sols affaissables se partagent deux caractéristiques principales :

- Ils sont lâches.
- Ils sont naturellement très secs.

Plusieurs chercheurs ont essayé de définir un sol affaissable avec des différentes façons. La plupart d'entre eux ont considéré le sol affaissable comme étant un sol partiellement saturé. Par exemple : **Sultan (1969)** a défini un sol affaissable comme étant un sol qui subit une quantité appréciable de variation de volume sous l'effet de saturation, de l'application d'une charge ou de la combinaison des deux. Selon **Dudley (1970)** qui a défini le sol affaissable comme étant tout sol non saturé qui subit un réarrangement des particules et une grande diminution de volume due à la saturation, avec ou sans chargement appliqué. **Zur et Wiseman (1973)** définissent l'effondrement comme étant toute diminution rapide du volume de sol, causé par l'augmentation de l'un des facteurs :

- a- Taux d'humidité (teneur en eau)  $W$ .
- b- degré de saturation ( $S_r$ ).
- c- Contrainte tangentielle moyenne ( $\tau$ ).
- d- Contrainte de compression ( $\sigma$ ).
- e- La pression interstitielle ( $U$ ).

**Jenning et Knight (1975)** ont défini le sol affaissable comme étant un sol qui subit un tassement du à la saturation d'un sol partiellement saturé sans aucune augmentation de la contrainte appliquée. Le tassement de l'affaissement dans un sol compacté a été défini par **Booth (1977)** comme étant un tassement dans un sol partiellement saturé du à l'augmentation de degré de consolidation.

**Houston et Houston (1988)** ont déclaré que « quand un sol sec ou partiellement saturé se contracte par saturation, il est considéré affaissable ». **En (1989) Rizkallah et Kee ; Singer et al ; Mackenzie** ont défini l'affaissement comme étant un tassement du sol causé par un effondrement soudain de la structure du sol du à la saturation, sous une charge appliquée. le sol affaissable comme étant un sol ayant une structure souffrant d'une réduction volumique élevée quand il est inondé; soumis ou non à une charge appliquée. est déclaré que tout sol ayant une faible masse volumique sèche n'était pas nécessairement affaissable, mais la saturation partielle était généralement une condition d'affaissement. A la fin on venu **Rogers (1995)** a discuté le problème de la définition du sol affaissable et a critiqué les définitions précédentes du point de vue géotechnique. Il a déterminé les points de faiblesse de ces définitions précédentes et a noté que:

- La plupart des définitions se limitent aux sols non saturés qui s'affaissent par saturation.

- Toutes les définitions n'ont pas évalué la quantité de tassement qui se produit à cause de l'effondrement de la structure du sol.
- Des auteurs ont utilisé des termes géotechniques comme consolidation qui pourraient conduire à une confusion considérable selon la terminologie géotechnique.

En considérant que la caractéristique principale de la définition de ces sols est la structure ouverte initiale, Rogers a introduit l'affaissement du sol comme étant le changement d'une structure de l'état métastable à l'état plus stable. Reconnaisant donc que l'effondrement de la structure du sol peut être le résultat de Différents processus de saturation.

Toutes ces définitions se basent sur le concept que l'affaissement du sol se produit principalement à cause de l'effet de saturation. Finalement, il a défini le sol affaissable comme étant le sol dans lequel les parties constituantes ont un arrangement ouvert et qui forment une structure métastable qui peut s'affaisser pour former une structure plus stable et plus dense de volume considérablement réduit.

### **2.3. Terminologie et concept des sols affaissables**

Le mot « affaissable » revient à la propriété d'affaissement des sols non saturés, lors d'une humidification naturelle (nappe phréatique), ou artificielle (fuite d'eau de canalisation) et sous l'effet d'une charge (fondation) subissent des effondrements brusques et instantanés très forts. Derrière ce même mot, les caractéristiques du matériau affaissable sont variables et dépendent du gisement, du climat, de la géographie ...

Actuellement, du point de vue de la géotechnique, on appelle sols affaissables les sols qui possèdent les caractères suivants :

Macroporosité, non-saturé à l'état naturel ( $S_r < 50\%$ ),

Absence de structure, présence de carbonates ( $>10\%$ ),

D'une faible plasticité ( $I_p < 6$ ), et d'une grande quantité de particules limoneuses, affaissabilité en cas d'humidification sous charge (d'après Abélev, al. 1979 et Cui 1999).

### **2.4. Origine des sols affaissables**

Il existe plusieurs hypothèses concernant l'origine des sols affaissables macroporeux. Les deux hypothèses les plus répandues sont celles d'une origine éolienne et celles d'une origine pédologique.

### **2.5. Age des sols affaissables**

L'âge des sols affaissables dépend de l'origine de sa formation, et de la structure géologique locale :

En Nouvelle-Zélande, l'âge moyen du sol affaissable est de 60.000 à 150.000 ans, l'âge le plus jeune est de 6.500 à 10.000 ans (Ohakea et Pillans, cités par Eden et al. 1988), l'âge le plus avancé est de 500.000 ans (Wangami et Pillans, cités par Eden et al. 1988).

Aux Etats-Unis, l'âge du sol affaissable est de 17.000 à 83,000 ans, et par endroits de 113.000 ans (d'après Eden et al. 1988).

En Chine, on trouve des sols affaissables (d'après Liu Tungsheng 1988) :

- Dont l'âge est de 100.000 ans environ au premier paléosol (S1).
- Dont l'âge est de 500.000 ans environ au cinquième paléosol (S5).
- Dont l'âge est de 800.000 ans environ au « first Sandy loess ».
- Dont l'âge est de 1.150.000 ans environ au « second Sandy loess ».
- Dont l'âge est de 2.400.000 ans au « bottom boundary of loess ».

### **2.6. Les Dénominations Des Sols Affaissables**

Parmi les nominations des sols effondrables on note (**J.P MAGNAN, 2000**):

- sols effondrables.
- sols affaissables.
- sols collapsibles.
- sols amacropores.
- sols loessiques.
- sols sensibles au mouillage.
- sols à rupture brusque.
- sols métastables.
- sols autotassants.

Autres noms

- Sols partiellement saturés.
- Sols évolutifs.
- Arènes argileuses.
- Argiles limoneuses

### **2.7. Formation des sols Affaissables**

Les sols éffondrables sont ceux où une augmentation de la teneur en humidité provoque une forte baisse de volume sans la nécessité d'une augmentation de la contrainte appliquée. En mécanique classique des sols, pour les sols saturés ou les sols secs, le phénomène de l'effondrement est généralement associé à un changement dans l'état de la tension dans le sol, mais dans notre cas l'effondrement est causé par un agent externe (changement dans le taux d'humidité). Selon Goldstein (1969), il y a quatre (04) types d'humidification qui peuvent déclencher le phénomène :

- Humidification local du sol situé à faible profondeur en raison généralement de la rupture ou fuites d'eau ou le drainage incontrôlé des eaux de surface. Ces eaux superficielles ne pénètrent pas à une grande profondeur et il n'y a pas de remontée des eaux de la nappe phréatique, dans ce cas les tassements ne touchent que les couches supérieures du sol au-dessus de la zone mouillée.
- Une humidification vaste de l'ensemble du profil du sol causée par des infiltrations importantes d'eau (conduites d'eau brisées ou effluents industriels), cette quantité importante d'eau permet la remontée de la nappe phréatique qui sature toute la zone en un court temps. Dans ce cas les tassements sont extrêmes et dangereuses englobant l'épaisseur totale de la couche de la structure existante sous son poids propre.
- Une augmentation uniforme de la nappe phréatique souvent due à la recharge de cette dernière par les eaux souterraines causées par une source lointaine. Dans Ce cas les tassements sont uniformes et graduelles.
- Une augmentation progressive et lente de la teneur en eau en raison par exemple de la condensation de la vapeur d'eau.

### **2.8. Répartition et étude des sols macroporeux à travers le monde**

Les sols macroporeux particulièrement les lœss couvrent près de 13 millions de kilomètres carrés de la surface du globe terrestre, dans deux bandes comprises entre les 30e et 55e degrés de latitude nord et sud, ce qui représente environ 10% des terres émergées, Il existe de vaste territoire occupé par ces comme le cas de la Russie, l'Afghanistan , la chine l'Inde, le Pakistan, la Thaïlande, l'Arabie saoudite, les États-Unis, l'Argentine, la New Zélande l'Australie, l'Afrique du nord, et dans beaucoup d'autres régions.



**Figure 2.1 :** L'affaissement du pont de Malan ville, Septembre dernier, a mis en péril le trafic entre le Bénin et le Niger.

Les recherches effectuées sur les argiles macroporeuses d'Algérie par L. Durkin et Abelev (1979), ont montré que dans ces sols, les macropores se sont formées par suite de l'évaporation de l'eau des couches supérieures des sols argileux et de l'élimination des bulles d'air. C'est précisément ainsi que ces auteurs expliquent l'existence de petits canaux de formes et de dimensions variées dans les argiles limoneuses d'Algérie. Afin de confirmer cette hypothèse, ils ont testé des éprouvettes d'argile limoneuse de structure remaniée. Ces éprouvettes furent humidifiées par saturation capillaire, puis on les fit sécher. Au bout de dix cycles de séchage successifs, de petits canaux se formèrent dans ces argiles.

Il est important de noter que l'affaissement de Cheria à l'Est algérien en 2009 a constitué un bon exemple, où un grand effondrement a été enregistré, dans lequel des dizaines de constructions se sont enfoncées de plus de deux mètres et demi dans le sol.

En attendant d'accomplir les mesures de l'expertise technique, le constat préliminaire impute cette catastrophe à un mouvement dans les nappes phréatiques.



**Figure 2.2:** Effondrement de la ville de Cheria en 2009 et les dommages induits.

Aussi une étude géotechnique faite par (LNHC Batna, 2000) dans le cadre de la réalisation d'une station de gaz naturel à Hassi Messaoud montre que le site est composé de deux couches de nature affaissable, la solution adoptée est la substitution de la première couche. Par ailleurs les dégradations qu'ont subies plusieurs bâtiments d'habitation à Biskra sont dues aux infiltrations des eaux (CTC Biskra, 2002).

En Europe occidentale et notamment, en France, le lœss recouvre le nord du pays d'une couche de quelques mètres d'épaisseur au maximum ; il est formé de particules d'argiles, de silice et de calcaire. Il provient de la déflation des matériaux glaciaires quaternaires.

Le calcaire est dissous en surface par les eaux d'infiltration, le lœss est décalcifié et prend le nom de lehm. Une zone particulièrement affectée est la zone de Picardie située entre Paris et Lille. De même les dépôts situés dans des régions sèches ; initialement des régions de climat humide, ont depuis longtemps perdu toute particularité et sont inclus dans la catégorie des sols fins, avec une forte proportion de particules limoneuses. Ces dépôts ont conservé des structures macroporeuses qui peuvent s'affaisser lorsque de l'eau s'infiltré dans le sol,



provoquant des tassements brusques de la surface du sol, dont l'amplitude peut atteindre, dans certains cas, 15% de l'épaisseur de la couche de loëss.

Des propriétés semblables sont enregistrées dans beaucoup des pays d'Europe de l'Est et Centrale. En Russie les sols affaissables de type loëssique ont été étudiés par de nombreux chercheurs. Cela a permis d'élaborer en 1932 la première carte de localisation des sols affaissable dans la partie européenne du territoire russe. Les résultats des études des sites de construction sur sols loëssiques ont servi de base pour l'établissement de cette carte.

A.Silvan, a montré que les particules argileuses des sols romains jouent un rôle important dans la formation des structures macroporeuses lâches. Après séchage des ciments argileux qui réunissaient les particules limoneuses, des structures lâches étaient apparues dans les sols et l'on ne pouvait les briser à l'odomètre que pour des pressions supérieures à 50 kPa, à condition de les humidifier simultanément. Ainsi, dans les sols argileux, la structure macroporeuse se forme tant lors de la genèse du sol en climat sec, que lors de sa diagénèse. Pareillement, notons l'existence de fortes épaisseurs de sols loëssique en Hongrie, en Bulgarie et en Pologne. En Amérique du sud, les sols affaissables sont principalement réponsus en Argentine, Brésil et en Uruguay.

En plus des sols salins, les sols effondrables de Chine se caractérisent par le fait qu'ils sont affaissables jusqu'à des profondeurs de 35 à 40 m, bien que dans certaines régions l'épaisseur des loëss dépassent les 200 m. Ce problème se produit parce que le loëss sous les fondations subit un affaissement structural quand il est inondé.



Figure 2.3: Effondrement de la ville de Chine.

## 2.9. Les causes d'inondation des sols affaissable

Quatre principaux types de mouillages, peuvent déclencher l'affaissement des sols :

- 1- Un mouillage superficielle et local, causé par les fuites d'eau provenant des conduites, ou lorsque les eaux de surface de la construction ne sont pas drainées. D'habitude ces eaux superficielles ne pénètrent pas à une grande profondeur du sol et il n'y a pas de remonté de la nappe phréatique. Dans cette situation, les tassements se produisent principalement dans les couches supérieures du sol, au-dessus de la zone mouillée.
- 2- Un intense mouillage local et profond, causé par le système d'irrigation ou les effluents industriels. Si le débit d'eau est assez important, le niveau de la nappe phréatique peut alors remonter et toute la zone du sol se trouve saturée dans un temps relativement court. Dans ce cas, le tassement peut être extrêmement accidentel et dangereux, englobant toute l'épaisseur de la couche du sol, soit sous l'effet de son poids propre ou sous l'effet des surcharges des constructions existantes.

- 3- Une remontée lente et relativement uniforme du niveau de la nappe phréatique, sous l'influence des sources d'eau extérieure à la zone des sols affaissables. Le tassement dans ce cas, il est uniforme et graduel.
- 4- Une augmentation graduelle et lente de la teneur en eau d'une couche épaisse du sol, résultant de la condensation de la vapeur d'eau et l'accumulation de la l'humidité (par exemple quand la surface du sol est couverte du béton ou d'asphalte). Dans ce cas la cohésion interne du sol s'affaiblit partiellement, donnant des tassements lents et incomplets et augmentent avec l'humidité. L'affaissement ne peut être déclenché que par saturation à l'eau plus le chargement, ces deux facteurs agissent ensemble et en même temps.

### **2.10. Paramètres influant sur l'effondrement des sols**

D'une manière générale, il a été montré que les principaux paramètres qui gouvernent l'effondrement des sols sont : la densité sèche, la teneur en eau initiale, l'indice des vides initial, le degré de saturation, le type du sol (minéralogie et granulométrie), l'état de contraintes appliquées, la nature de l'agent de cimentation, la composition chimique du liquide qui inonde le sol et la quantité et le débit d'eau inondant le sol (remontée d'une nappe phréatique et infiltration des eaux de pluies).

Dudley (1970) et Ayadat et al (1995,1996) ont démontré que la déficience de l'humidité est l'une des principales causes de l'affaissement. Milovic (1969), Markin (1969), Booth (1975) suggèrent l'influence marquée de la densité sèche initiale, l'indice des vides et le degré de saturation sur le comportement des sols à effondrement brusque quand ils sont inondés. Ayadat (1990), Abbeche et al (2005,2007).

Markin (1969) et Prusza et Choudry (1979), proposent une limite supérieure de degré de saturation initial 60% à 65% au delà de laquelle l'affaissement n'apparaît pas.

Les études menées par Mishu (1963), Booth (1975) ont abouti à une limite de degré de saturation légèrement inférieure que la précédente 50% à 60% et montre que les sols ayant un degré de saturation supérieur à cette limite, leur potentiel d'affaissement diminue considérablement et devient indépendant du chargement appliqué.

Booth (1975), et Lawton (1989) montrent que pour une densité sèche donnée, la surcharge pour laquelle l'affaissement est maximal est inversement proportionnelle avec la teneur en eau naturelle du sol. En ce qui concerne l'influence de la densité sèche et la teneur en eau

initiale sur la magnitude de l'affaissement, plusieurs auteurs comme Holtz (1968), Barden et al (1969),

Dudley (1970), Booth (1975), Lefebvre (1989) et Lawton (1989) ont émis des hypothèses sur ces deux paramètres : pour une teneur en eau donnée l'affaissement décroît quand la densité sèche initiale augmente et il y a une teneur en eau critique au-dessus de laquelle l'effondrement ne se produit pas.

### **2.11. Phénomènes d'affaissement**

Les sols affaissables, comme les sols gonflants, attirent depuis longtemps l'attention des chercheurs de par les problèmes de stabilité qu'ils posent aux bâtiments, aux ouvrages géotechniques et aux infrastructures linéaires. D'après Dudley (1970), Terzaghi et Fröhlich (1936) avaient déjà observé la tendance que peuvent avoir certains sols non saturés à s'effondrer lorsqu'ils sont inondés.

La susceptibilité à l'effondrement peut concerner les dépôts alluviaux, colluviaux et les sols éoliens.

Le loess est un dépôt limoneux éolien, transporté dans des conditions périglaciaires et déposé dans des environnements froids de steppe, près des principales nappes glaciaires du Quaternaire, principalement autour du parallèle 50°N dans l'hémisphère Nord, mais aussi en Amérique du Sud.

On les rencontre sur des plateaux, des pentes et des grands bassins alluviaux. En Chine, les épaisseurs de loess du Plateau peuvent atteindre 300 m.

Des dépôts existent aussi dans le plateau de la Sibérie en Russie, dans les bassins des rivières du Danube, du Rhin et du Mississippi (Amérique du Nord) ainsi que dans la Pampa (Argentine), l'Inde, le Pakistan, l'Arabie saoudite, l'Australie, l'Afrique du nord, et dans beaucoup d'autres régions. (Pecsi, 1990). Le phénomène d'affaissement est typiquement associé aux sols de faible plasticité et non saturés, bien qu'il puisse être aussi observé dans des sols saturés soumis à des sollicitations mécaniques.

Le loess a tendance à subir ce phénomène du fait de ses caractéristiques spéciales telles qu'une condition in situ non saturée, une faible densité totale, une cimentation faible composée de carbonates ainsi qu'une structure particulière. La structure du loess est caractérisée par un indice des vides élevé et un arrangement instable des particules (Cui et al. 2004, Delage et al. 2005).

L'une des causes principales de l'effondrement dans les sols lœssiques est l'humidification subite du sol sous la contrainte naturelle in situ. Ce phénomène a été décrit depuis longtemps dans les régions arides (Dudley 1970).

Les sols non saturés ayant une structure naturelle lâche ont tendance à s'effondrer lorsqu'ils sont soumis à une augmentation du degré de saturation (Holtz 1948, Jennings and Knight 1957, B, Jennings 1961, Knight 1961, Wagener 1960, Jennings 1965).

Ce processus entraîne la diminution de la valeur de la succion initiale et une compression volumique irréversible.

Le risque et l'intensité de l'effondrement sont associés à l'amplitude des contraintes appliquées et à la valeur de la succion initiale. Ces conditions changent d'un sol à l'autre.

Des problèmes d'instabilité des dépôts loessiques ont été observés par divers auteurs dans différentes parties du monde (Li 1995, Huang 2008, Meier 2008, Nouaouria et al. 2008, Whalhall et Duffy 2008, Yuan et Wang 2009, d'après José MC 2011).

La difficulté de prévoir l'effondrement est liée principalement à la connaissance insuffisante des propriétés du loess dans l'état naturel. Dans la plupart des cas, le loess a une très faible résistance associée à une structure métastable (Yuan et Wang 2009).

Il y a aussi une faible connaissance de la relation entre les variations de la teneur en eau et le comportement mécanique.

Houston (1995) a observé de nombreuses causes d'humidification telles que, la rupture des conductions de réseaux résidentiels, canaux ou systèmes d'arrosage, l'écoulement superficiel et les systèmes déficients de drainage, les recharges de l'eau intentionnelles ou non l'ascension du niveau de la nappe phréatique, l'endiguement de l'eau dû aux chantiers de constructions, et les processus de transfert d'eau dus à la capillarité ou aux isolations thermiques.

Li (1995) a observé des phénomènes d'effondrement sur des dépôts lœssiques en Chine lors du remplissage des retenues d'eau.

D'après plusieurs auteurs, le risque d'effondrement du loess est lié aux conditions suivantes :

- les propriétés de base, y compris la minéralogie, la teneur en argile, la forme et la distribution des pores dans le sol, la cimentation inter granulaire et les propriétés électromagnétiques de l'argile (Cui et al. 2004);
- Un indice de plasticité faible (Delage et al. 2005);
- Une porosité importante qui correspond à une structure ouverte (Barden et al. 1973);
- Une condition non saturée liée à une valeur élevée de succion (Barden et al. 1973);

- Une structure spéciale susceptible de se dégrader (Shao et al. 2007), caractérisée par une densité faible et une cimentation peu importante entre grains limoneux (Barden et al. 1973, Pereira et al. 2008, José MC 2011).



**Figure 2.4 :** Effondrement des villes.

### 2.12. Les caractéristiques principales des sols affaissables

Les sols affaissables étudiés par la plupart des chercheurs sont des sols métastables partiellement saturés. Rogers (1995) a proposé quelques propriétés de ces sols qui sont comme suit:

- 1-Ils sont constitués principalement de particules solides variant de taille de sable ou de taille de limon à la taille d'argile. Les particules de limon ont de formes angulaires ou semi angulaires, Rogers et Smalley (1993).
- 2-Ils ont une structure ouverte d'indice des vides élevé et de faible masse volumique sèche.
- 3-Ils sont des dépôts géologiquement récents
- 4-Ils ont une résistance de liaison inter particulaire relativement faible.

### 2.13. Les principaux types des sols affaissables

Généralement la structure des sols Affaissables est formée en nids d'abeilles. La liaison entre les grains est assurée par une cimentation due à la présence des particules très fines.

L'inondation du sol provoque l'élimination ou la réduction de cette cimentation, ce qui provoque la destruction d'une manière brusque, l'arrangement initial des grains, avec une remarquable diminution de volume du sol. Ils sont souvent partiellement saturés.

### **2.13.1. Les sols construits par l'homme (compacté)**

Plusieurs cas de dégâts très graves relatifs aux sols affaissables dans les remblais compactés ont été rapportés dans la littérature depuis 1953. Lawton et al (1992) ont indiqué que presque tous les types des sols compactés sont sujets d'affaissement. Il est important de noter que même les sables propres, les argiles pures, et les sols contenant une grande fraction de graviers peuvent s'affaisser, Steadman (1987), Dakshanamurthy (1979), Jaky (1948). Le tassement de l'affaissement s'est produit dans plusieurs types de remblais compactés des routes. Plusieurs ruptures des barrages en terre ont été rapportées dans la littérature.

### **2.13.2. Les sols naturellement déposés**

Les dépôts de sols naturels se produisent grâce à une combinaison d'érosion, de transport et de déposition des matériaux qui s'étaient décomposés des roches mères. Les sédiments d'une structure affaissable se produisent comme résultat de ce processus géologique. Les sols résiduels, l'argile sensible (déposée par l'eau) et le loess (déposé par l'air) sont des exemples les plus importants des sols affaissables naturellement déposés.

#### **a -Les sols résiduels**

Les sols résiduels se forment en place sous l'effet du processus de l'érosion, c-à-d de la décomposition, de la désintégration et de l'altération mécanique des composantes de la roche mère. Les dimensions des particules produites peuvent varier, de larges fragments, de gravier, de sable, de limon et d'argile. Les dépôts des sols résiduels sont caractérisés par une couche d'épaisseur variant de quelques centimètres à plusieurs mètres dépendants au climat et aux conditions de l'environnement de la région. La structure affaissable a été développée comme résultat de lavage et de perte des matériaux solubles dans l'eau, Clemence (1981).

#### **b -Dépôts sédimentés**

##### **b-1-Dépôts des sols affaissables sédimentés par l'eau**

Les dépôts des sols affaissables sédimentés par l'eau peuvent être classifiés en deux groupes principaux : les dépôts alluvionnaires et les argiles sensibles. Dans les dépôts alluvionnaires, les particules du sol sont transportées et déposées par l'eau pour former des écoulements de

boue. Plusieurs cas des problèmes d'affaissement associés à ces formations ont été rapportés, Holtz et Hilf (1961), Gibbs et Bara (1967), Bull (1964), Clemence et Finbarr (1981).

Les argiles sensibles saturées peuvent être classifiées parmi les sols de structure métastables qui deviennent instables sous certaines conditions, Sultan (1969). Rogers (1995) a discuté les mécanismes de formation et le comportement d'affaissement des dépôts des argiles sensibles. Jefferson et Smalley (1997) ont défini l'argile sensible comme étant des petites particules semi-angulaires, de forme de lames et de dimension (2-5 $\mu$ m). Ces particules sont alors déposées par une décantation lente pour former des dépôts d'une structure ouverte. Les argiles sensibles ont la teneur en eau supérieure à leur limite de liquidité. La caractéristique la plus importante de l'argile sensible est le rétrécissement considérable qui se produit grâce à la diminution de la teneur en eau, provoquant des problèmes graves aux fondations, Bentley et Smalley (1984).

### **b-2- Les dépôts alluviaux**

Les dépôts alluviaux, ces sols sont essentiellement des sédiments lâches, déposées par l'eau par des inondations brusques ou des écoulements de boues dues à des courtes chutes de pluies espacées dans le temps, par la suite ces dépôts sèchent et ne deviennent de nouveau saturés, que jusqu'à l'arrivée de nouveaux flots. Ces derniers contiennent des matériaux faiblement consolidés renfermant l'argile. La quantité d'argile a une importance considérable dans le comportement de ces sols.

### **c- Dépôts des sols affaissables sédimentés par la chute dans l'air (dépôts éoliens)**

Ils sont constitués par des matériaux assez fins, légers, ayant de basses densités relatives et une faible cohésion. Le type le plus prédominant des sols affaissables est le groupe éolien (sédimenté par la chute dans l'air). Ce type de sol est évidemment non saturé et se trouve dans les régions arides et semi-arides. Ils sont transportés par le vent. Allant du loess pour les plus fins au sable de dunes, de plages et des dépôts de poussières volcaniques pour les plus gros. La structure naturelle de ces sols peut être constituée par des liaisons cimentées d'argile telle que les sols loessiques, ces dépôts sont caractéristiques des zones arides où le niveau de la nappe est à une grande profondeur de la surface du sol. Au-delà de la saturation, les liaisons cimentées d'argile faiblissent énormément et perdent leur résistance, menant à la destruction rapide et totale de la structure du sol. Parfois ces dépôts éoliens se trouvent protégés contre les précipitations par la présence d'une croûte d'argile imperméable cette croûte empêche l'entrée des eaux et préserve la structure naturelle du sol, pour cette raison même pendant les périodes



à moyennes précipitations, les dépôts fins éoliens ne sont pas modifiés ou le sont partiellement.

**d-Les lœss :**

Le lœss habituellement de couleur jaunâtre ou brun, est un sol sédimentaire Détritique meuble formé par l'accumulation de limon issus de l'érosion éolienne (déflation) est formé principalement de silice (quartz détritique) et de carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ). Il se caractérise par un très bon tri granulométrique dû à son origine éolienne, avec essentiellement des grains compris entre 10 et 50  $\mu\text{m}$ . Ainsi au niveau granulométrique le lœss est un limon, il contient en proportion moindre des sables et des argiles (ces dernières pouvant être agglomérées et former des grains de limon fin). Il est homogène, sans stratifications mais avec une très forte porosité résultant d'une cimentation carbonatée des grains il résulte de l'accumulation, sous climat froid et sec, de limons transportés par le vent depuis des zones sources (alluvions, dépôts fluvio-glaciaires, sédiments côtiers et estuariens, zones arides) soumises à une déflation éolienne. Une dérive granulométrique vers les sables (lœss) peut être due à la proximité de la zone source lœss et donc à un tri éolien moins poussé Antoine et al, (2009).

**e-Autres types des sols affaissables**

D'autres types de sols peuvent présenter l'affaissement sont ceux qui dérivent des tufs volcaniques, le gypse, les sables lâche cimentés par des sels solubles et les argiles dispersées. Il y a aussi une gamme de sols fabriqués artificiellement, par exemples les remblais compactés à une teneur en eau inférieure à l'optimum de Proctor.

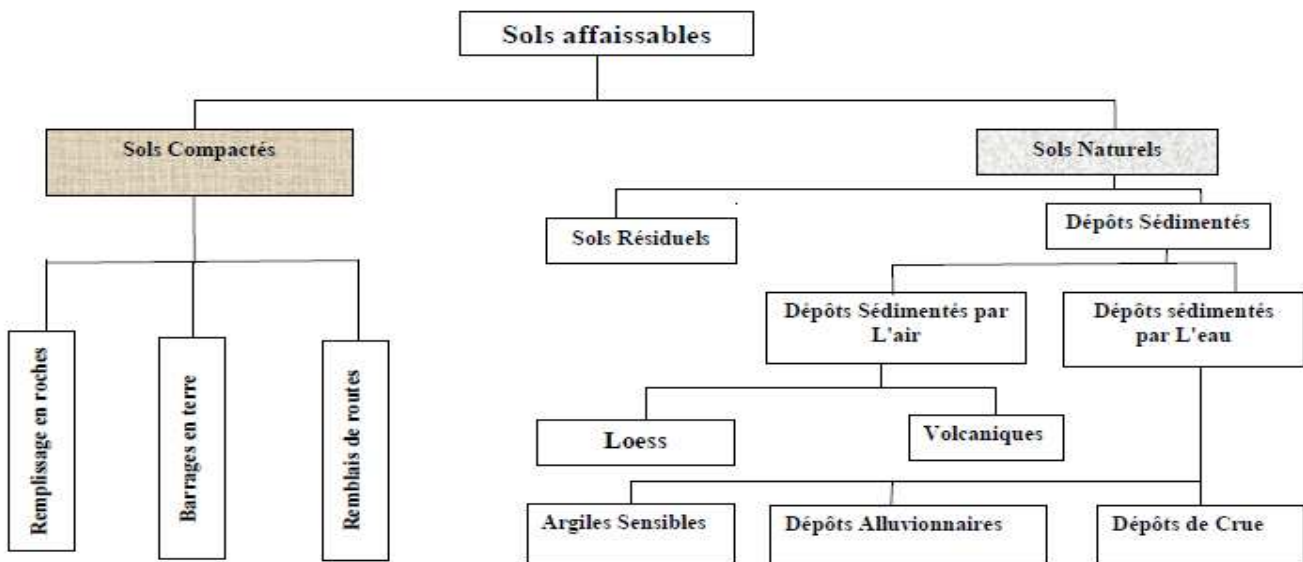
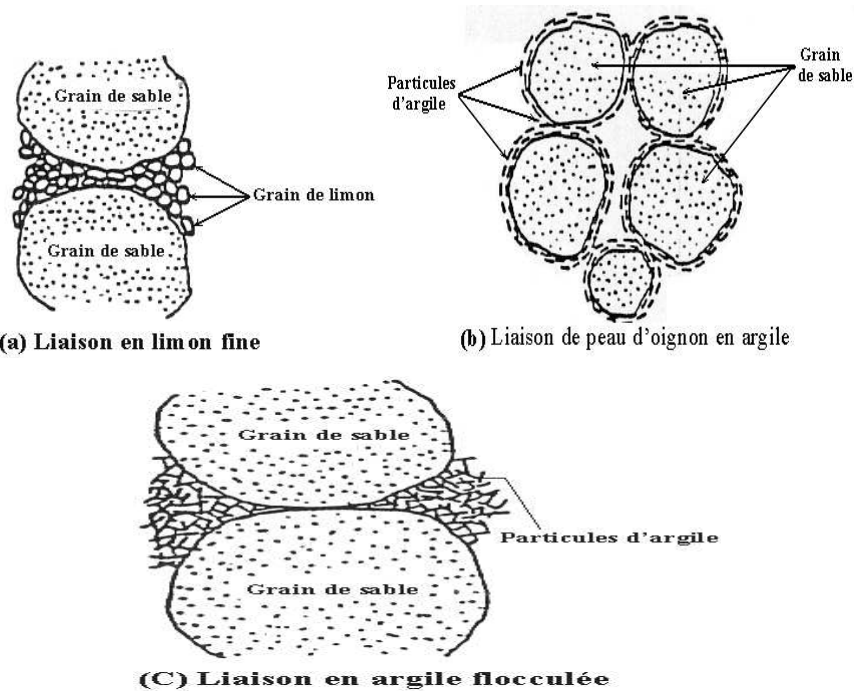


Figure 2.5 : Les principaux types des sols affaissables (d'après Rogers, 1995).

### 2.14. Nature géologique du sol affaissable

La liste des modes de déposition géologique pour lesquels le phénomène d'effondrement a été observé (Dudley, 1970) (Clemence, 1981) (ALFI, 1984)est assez vaste. On peut citer les dépositions d'origine :

- Eolienne : sables, loess (limons altérés et transportés par le vent) ;
- Aérienne : cendres volcaniques ;

- Colluviale : débris de roche tombés par gravité d'une pente ou d'une falaise ;
- Alluviale : apporté par des coulées boueuses et des cours d'eau ;
- Résiduelle : altération physico-chimique des roches mères ;
- Anthropique : sols compactés par l'homme (remblais, barrages en terre,..).

Cependant, la connaissance du type de dépôt ne permet pas d'en déduire le niveau d'effondrement du sol du fait de l'importance d'autres paramètres. En revanche, elle informe sur son histoire et son état physico-chimique.

## 2.15. Répartition des zones arides

### 2.15.1. Dans le monde

Wri (2002) vient de proposer pour classer la zone aride de considérer les valeurs du rapport ratio précipitation annuelle / évapotranspiration potentielle moyenne annuelle (**Figure 6**) le monde a été divisé en

- La zone hyper aride couvrant environs 11 millions de Kilomètres carrés, soit 8% des terres totales et elle correspond principalement au désert du Sahara.
- Les zones arides, semi-arides et subhumides sèche et couvrent près de 54 kilomètres carrés, se rencontrent surtout dans continents, mais elles sont principalement concentrées en Asie et Afrique.

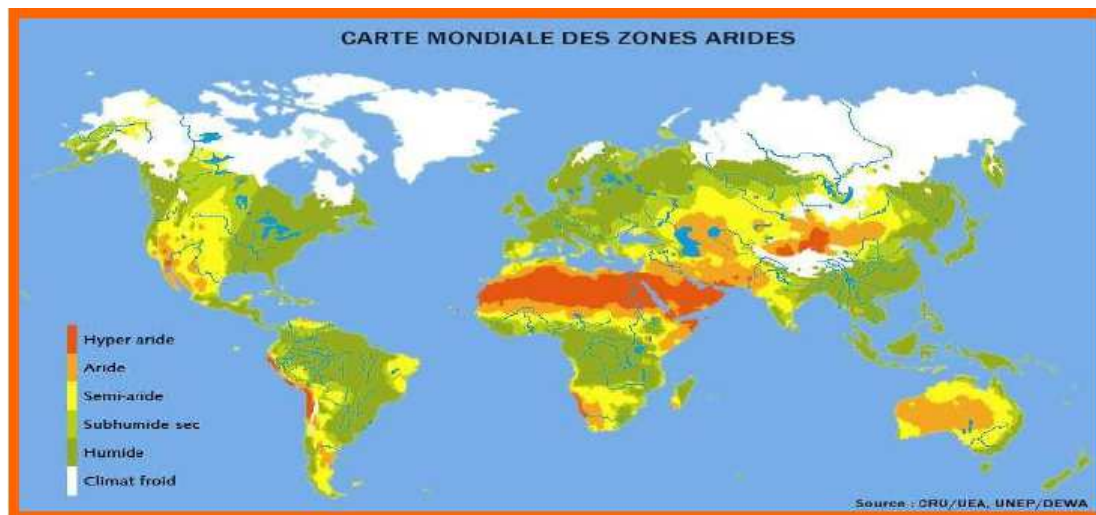
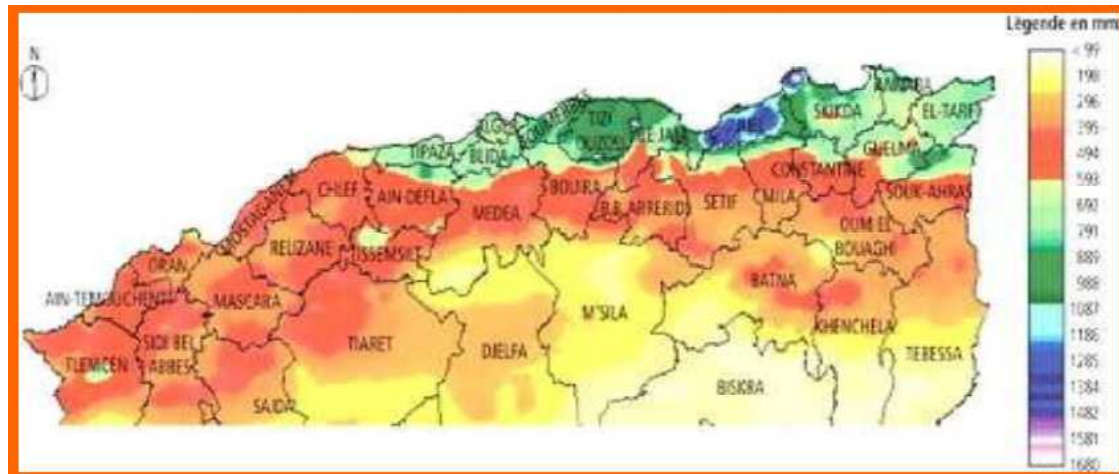


Figure 2.6 : Carte mondiale modern des zones arides.

### 2.15.2. Dans l'Algérie

La classification bioclimatique d'Emberger et sauvage en été largement adoptée en régions méditerranéennes. Cinq étages du bioclimat méditerranéen ont été définis pour l'Algérie Saharien, aride, semi-aride, sub-humide et humide (**Figure7**).



**Figure 2.7** : Répartition des précipitations dans le nord de L'Algérie FAO 2005.

On distingue selon Nedjraoui (2003) :

- La région semi- aride : 300- 600 mm
- La région aride: 300- 100 mm.
- Le Saharien < 100 mm qui occupe 89,5% la superficie totale de l'Alger

### 2.16. Classement des sols affaissables

Uriel et Serrano (1973-1974). Ont classé les sols à effondrement brusque en deux (02) groupes :

#### 2.16.1. Groupe 1

Les sols, dans lesquels se produisent un changement rapide dans la relation entre les pressions et les déformations sans atteindre la résistance à la rupture. En conséquence, la cause de l'effondrement est seulement due au changement des pressions. Ce groupe comprend le limon, l'argile cimentée et les roches très poreuses.

#### 2.16.2. Groupe 2

Les sols, qui sans la présence ou le changement des conditions provoquant l'effondrement même s'il n'ya pas de changement brusque de la pression. Tel est le cas des loess et certaines argiles contenant des sulfates, lors d'une humidification constante la relation entre contrainte-déformation est une courbe lisse continue sans rebondissements tranchants. La saturation se produit, cependant par un changement significatif du volume dû à l'augmentation de la

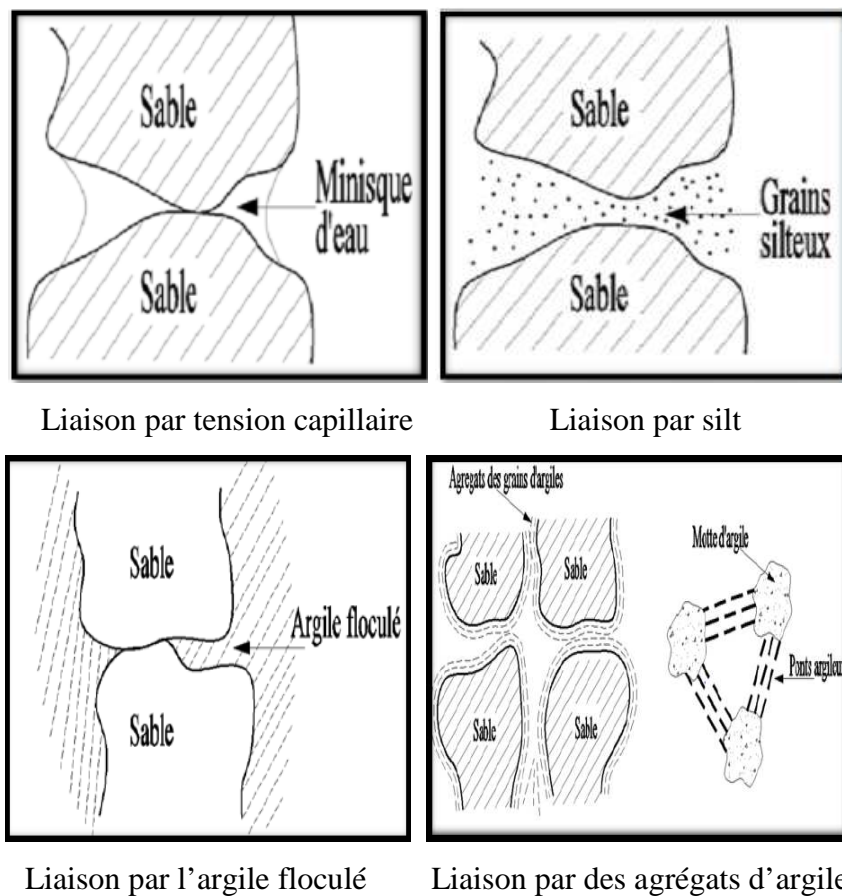
pression interstitielle des pores provoquant l'appauvrissement de la résistance du sol au cisaillement.

**2.17. Mécanisme de l'affaissement**

Généralement, il y a quatre facteurs nécessaires pour que l'affaissement se produise dans un sol partiellement saturé, Lawton et Fragaszy (1992).

- 1- Une structure métastable, ouverte et partiellement saturée.
- 2- Une contrainte totale appliquée assez élevée.
- 3- Un matériau de liaison ou de cimentation qui stabilise le sol à l'état partiellement saturé.
- 4- L'addition de l'eau au sol cause la dégradation du matériau de liaison. Par conséquent, les liaisons interarticulaires s'effondrent par cisaillement, aboutissant à la réduction du volume de la masse du sol.

Quel que soit la nature de liaison entre les grains des sols Affaissables, ces dernières perdent leur résistance par addition d'eau.



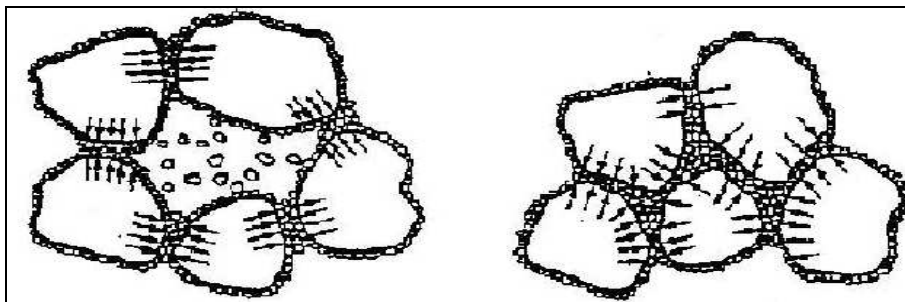
**Figure 2. 8 :** les liaisons.

Un grand nombre de mécanismes d'affaissement ont été imaginés, d'après les résultats obtenus sur une variété de sols:

- ❖ (Knight, 1961), avait supposé que la résistance des liaisons argileuses entre les gros grains se réduisait par suite d'addition d'eau à l'échantillon sous contrainte. Dès que cette résistance devient inférieure aux contraintes de cisaillement, il y a rupture de ces liaisons et l'affaissement ou l'effondrement se produit ;
- ❖ (Barden L., 1969), PRUSZA et CHOUDRY (1979) ont suggéré que l'affaissement est dû essentiellement à l'élimination de la succion capillaire présente dans ces sols qui sont le plus souvent partiellement saturés.

Dans une étude récente (AYADAT et BELOUAHRI, 1996), il a été constaté que la granulométrie a une influence directe sur l'amplitude et le taux d'affaissement. Il a été aussi avancé que la migration des particules fines dans le sol, d'un horizon à un autre (phénomène de suffusion), peut être l'une des causes de l'effondrement (T. AYADAT, 1998).

Casagrande (1932) a élaboré un modèle pour l'arrangement des particules de sable lâche limoneux affaissable. Dans ce modèle, les fines se consolident, gagnent une certaine résistance sous l'effet de la contrainte totale et jouent le rôle d'un liant des grains de sable. L'application de la contrainte au sol à sa teneur en eau naturelle provoque une légère compression des fines, figure (a). Si l'eau est ajoutée au sol jusqu'à ce qu'elle atteigne une certaine teneur en eau, la liaison due aux fines ne résiste plus aux forces de micro cisaillement local et par conséquent, la structure des sols s'effondre, figure (b).



(a) Structure du sol chargée avant inondation

(b) structures du sol chargée inondation

**Figure 2. 9** : Changement de l'arrangement des particules du sable limoneux suggéré Par Casagrande (1932), (d'après Houston et al. 1988).

### 2.18. Les propriétés physiques des sols affaissables

L'analyse des nombreuses études des propriétés physiques des sols Affaissables permet d'établir les caractéristiques principales des sols lœssiques ou Affaissables. On peut énumérer

PROPERIETE DE SOL	CARACTERISTIQUE
<b>Le poids volumique des grains solides (<math>\gamma_s</math>)</b>	varie de 25 à 28 KN/m <sup>3</sup> .
<b>Le poids volumique (<math>\gamma</math>)</b>	varie de 12,8 à 21,1 KN/m <sup>3</sup> .
<b>la teneur en eau (w)</b>	Caractérisent par une faible teneur en eau.
<b>La porosité (n)</b>	La porosité totale des sols lœssiques est comprise entre 30 et 60%
<b>La perméabilité</b>	Le coefficient de perméabilité est très élevé.

**Tableau 2. 1** : Les propriétés physiques des sols affaissables

### Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté la distribution, l'origine, les compositions minérales, chimiques du sol affaissable à travers le monde, spécialement dans des pays particuliers pour lesquels nous disposons d'informations détaillées. Sols affaissables, nous pouvons proposer les quelques conclusions suivantes :

- Le sol affaissable est un sol d'origine éolienne, caractérisé par sa structure particulière et non par sa couleur, par sa composition chimique, et par sa stratigraphie. Il couvre de grandes surfaces dans le monde.
- Il est en général uniformément fin ; La couleur des sols affaissables allant du gris jusqu'au rouge

# **CHAPITRE 3**

## **Méthodes de Traitement des Sols**

### **Affaissables**



## Chapitre 3: Méthodes de Traitement des Sols Affaissables

### 3.1. Introduction

Les sols affaissables en place sont probablement très compressibles, et de faible consistance après humidification. Dans le cas où le choix d'un autre site pour l'ouvrage est impossible, la solution possible reste la stabilisation du sol : c.à.d. l'amélioration des propriétés du sol.

Plusieurs chercheurs se sont penchés sur le traitement des sols affaissables par des procédés, qui soucieux de la sensibilité et de l'importance des constructions que l'on allait réaliser au dessus ou à proximité, optent pour tel ou tel choix de méthode et qui, le plus souvent obéissent à des contraintes techniques et surtout économiques.

Pour le traitement des sols effondrables ou affaissables on utilise plusieurs méthodes qui dépendent essentiellement de la profondeur et de la capacité portante que requiert l'ouvrage. Comme les méthodes d'injection de liants (bitume, ciment, chaux, laitier), de pilonnage ou de congélation, relativement chers, d'autre part, les procédés de compactage mécaniques, c'est ce dernier groupe de procédé, principalement mis en œuvre sur les chantiers.

### 3.2. Les procédés de traitement des sols affaissables

Le géotechnicien s'intéresse aux sols dans la mesure où ceux-ci constituent l'élément principal du contexte dans lequel la stabilité d'un ouvrage sera conçue. Il doit envisager d'améliorer les caractéristiques mécaniques des sols d'assise pour augmenter leur capacité portante.

Un grand nombre de procédés existent et diffèrent selon la nature du sol et le type de projet à exécuter. Certaines de ces méthodes sont très anciennes, comme le battage des pieux de bois dans les sols de faible portance, d'autres sont plus récentes, comme les méthodes d'injection de liants (bitume, ciment, chaux, laitier), de pilonnage ou de congélation, relativement chers. D'autre part, les procédés de compactage mécaniques, c'est ce dernier groupe de procédé, principalement mis en œuvre sur les chantiers routiers.

#### 3.2.1. Traitement par compactage

Le compactage est l'ensemble des opérations mécaniques (apport d'énergie mécanique), qui conduisent à accroître la densité d'un sol. En faisant, la texture du sol est resserrée ce qui réduit les déformations et tassements et augmente la compacité du sol et améliore sa capacité

portante. Les ouvrages couramment concernés par le compactage sont les remblais routiers, les barrages en terre et les aérodrômes.

Il ya trois type de compactage :

- une pression exercée par un rouleau compacteur. (Fig.1).
- une masse qui chute sur une hauteur donnée. (Fig.2).
- une vibration transmise par un moteur à pulsation hydraulique monté sur un compacteur (ou grue) (vibro-compactage). (Fig.3).

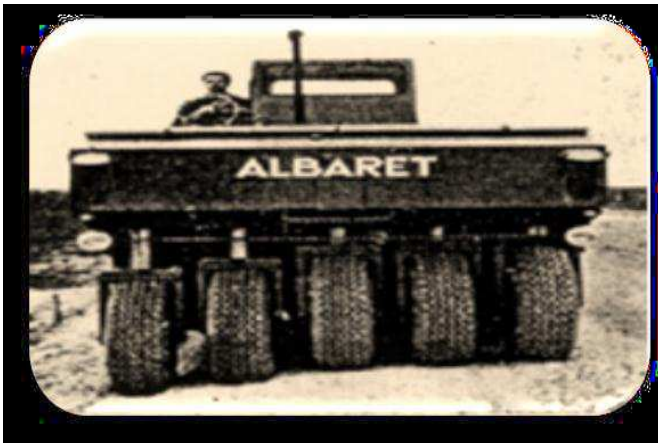


Figure 3. 1 : Un rouleau compacteur.



Figure 3.2 : Compactage dynamique.



Figure 3. 3 : Compactage par vitro-sonde.

### 3.2.2. Traitement par pré mouillage

Ces méthodes sont efficaces pour les sols ayant des épaisseurs d'environ 5 m et exigent une disponibilité d'eau en grande quantité, par contre elle est poursuivie dans les sites urbains.

Cette technique consiste à réaliser un étang artificiel permettant d'accumuler une grande quantité d'eau au-dessus du sol << affaissable >> le poids propre du terrain et l'infiltration lente de l'eau seront les causes principales de l'affaissement.

### 3.2.3. Traitement chimique

Par malaxage ou injection de produits chimiques dans le sol tels que ciment Portland, Chaux, Asphalte, Chlorure de Calcium ou de Sodium, résidus de pâtes et papiers.

Il existe trois (03) types de traitement chimiques courant :

- 1- Traitement à la chaux.
- 2- Traitement au ciment.
- 3- Les colonnes de sol traité.



Figure 3. 4 : Traitement chimique à la chaux et au ciment.

### 3.2.4. Traitement thermique

Destinée aux ouvrages importants, d'après le guide technique **LCPC / SETRA (2000)**, cette méthode de traitement consiste à soumettre le sol à un réchauffement contrôlé, on injecte dans le sol pendant plusieurs jours de l'air ou du gaz chauffé entre 200 et 800 C°, ce qui fait fondre le squelette du sol et les contacts entre les particules sont soudés. Les sols deviennent presque insensibles aux phénomènes de gonflement et de retrait. Cependant le coût du transport et de mise en place des unités mobiles de traitement peut être très lourd.

### 3.2.5. Traitement par pré chargement

Le pré-chargement est une méthode d'amélioration des sols compressibles d'usage très courant en pratique. Lorsqu'il s'agit de construire sur un sol saturé de faible portance et (ou) relativement compressible le pré-chargement (généralement fait par un remblai) est la technique la plus simple qui permet d'assurer une amélioration de la résistance au cisaillement à court terme.

### 3.2.6. Traitement par colonne ballastée

Les colonnes ballastées, au sens le plus large de terme, ont été élaborées afin de permettre l'amélioration des sols de mauvaises qualités géotechniques. Le fait d'incorporer et de compacter un matériau ayant des caractéristiques géotechniques supérieures au sol en place entraîne un renforcement de ce dernier. Les différentes méthodes d'amélioration répondent à des contraintes techniques liées aux caractéristiques géotechniques des sols en place.

Les colonnes ballastées sont des colonnes constituées de matériaux granulaires, sans cohésion, mis en place par refoulement dans le sol et compactés par passes successives.

Les objectifs généraux qui sont attendus d'une amélioration sont attendus d'une amélioration de sols par inclusions souples sont:

- l'augmentation de la capacité portante du sol.
- l'augmentation de sa résistance au cisaillement.
- l'obtention d'un drainage radial efficace assurant la consolidation.

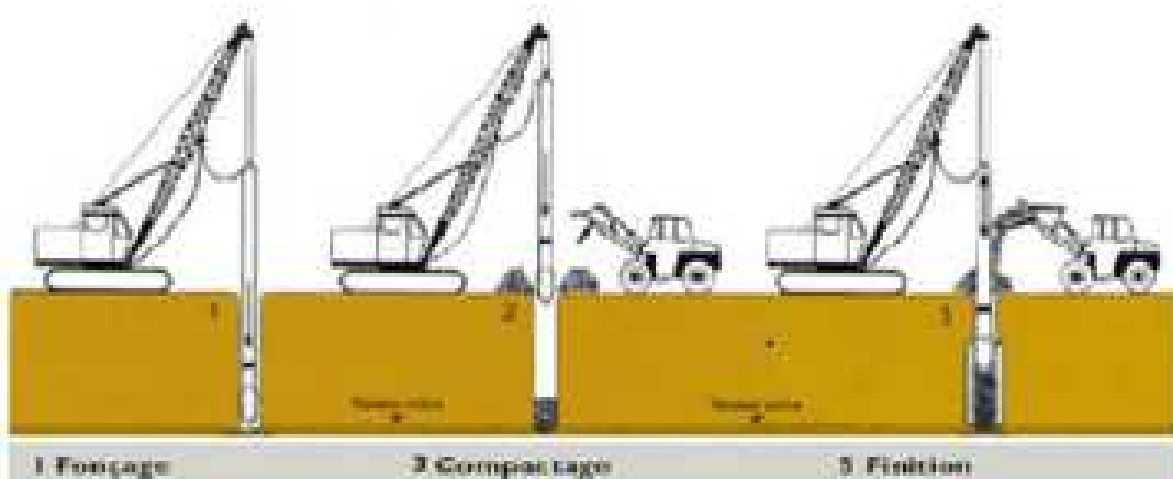


Figure 3. 5 : Mise en œuvre des colonnes ballastées.

### 3.2.7. Traitement par substitution

Parfois on recourt à la substitution, soit par ajout d'un sol de bonne qualité après décapage du sol existant, soit par reconstitution du sol existant avec un autre sol de qualité meilleure.

Dans les deux cas un compactage poussé doit être appliqué. Cette technique a été appliquée avec succès en Algérie dans un projet d'une station de Carburant à Hassi Ramel, (rapports technique 1990). Elle requiert des moyens logistiques et la disponibilité du sol de substitution dans une zone bien proche pour diminuer les coûts.

A défaut, on pourrait utiliser le même sol excavé puis remis en place après traitement avec du ciment tout en diminuant la quantité d'eau et l'énergie compactage suivant les proportions suggérées par Ayadat et Gherabli(1995).

### **3.2.8. Traitement par injection**

Par l'intermédiaire de forages, on introduit dans les vides du sol un produit liquide (coulis) se rigidifiant par la suite. Injection du coulis est amenée en profondeur du sol par l'intermédiaire d'un tube de diamètre compris entre 25 et 50 mm. Le tube est scellé au terrain par une gaine en coulis argile-ciment tous les 30 cm, le tube est percé de trous, lesquels sont couverts d'une manchette en caoutchouc. Un train de tiges, creux, muni à son extrémité d'un double obturateur, permet d'envoyer le coulis désiré aux endroits des couches à traiter, par tranches de 30 cm. On commence généralement par le fond et en retire le train de tiges au fur et à mesure de l'injection.

Les coulis utilisés sont généralement des suspensions stables à base de ciment. Le traitement au ciment convient plus particulièrement aux sols peu plastiques, qui sont a priori inadaptés au traitement à la chaux du fait de leur faible teneur en argile, auxquelles il apporte cohésion, résistance mécanique, stabilité à l'eau et au gel.

### **3.2.9 Traitement par pieu de sable**

Le traitement des sols effondrables par pieu de sable est une technique qui s'est développée très rapidement. Aisée à mettre en œuvre, économique et efficace, elle permet dévier de lourds travaux de terrassement destinés à rejeter les sols inadéquats et à faire appel à des matériaux d'emprunt de qualité, issus des carrières qui sont utilisés parfois dans le même but.

Technique maintenant très répandue, elle utilise le principe de la diminution progressive de la surpression interstitielle sous l'influence d'une contrainte mécanique ou dynamique d'où une consolidation.

### **3.2.10. Vibrocompactage (ou vibroflottation)**

Le Vibro-compactage est le procédé qui permet d'exécuter le compactage en profondeur du sol en place, à l'aide d'une aiguille vibrante, par ajout (ou non) d'un matériau pulvérulent. Sous l'effet simultané des vibrations et de saturation, les grains des sables lâches sont réarrangés à un état compact du quel résulte une augmentation de la contrainte latérale.

Cette technique s'applique aux sols granulaires non cohérents tels que sables et graviers. Les vibrations engendrent un phénomène localisé de liquéfaction sous l'effet des surpressions interstitielle, qui met les grains du sol dans un état liquéfié.

### **3.2.11. Compactage dynamique(ou pilonnage)**

Le compactage dynamique vise l'amélioration des propriétés géotechniques de sols lâches. Cette technique a été pratiquée en premier lieu par Ménard au début des années 70.

Le procédé consiste à faire chuter une très grande masse (10-20 tonnes jusqu'à 150 tonnes) pour une hauteur de chute qui varie de 10-20 à 40m. Les principaux avantages du compactage dynamique sont l'augmentation de la capacité portante, la réduction du tassement et du potentiel de liquéfaction.

Le compactage dynamique est également recommandé pour la densification des sols affaissables à structure macroporeuse tels que les loess en ex-Urss. Sa mise en exécution est rapide et, dans le cas des sols granulaires dont l'épaisseur est de l'ordre de 12 mètres ou moins, il est sans conteste le plus économique des procédés d'amélioration des sols existants.

### **3.2.12. Densification par Vibro-refoulement**

Il s'agit de construire des colonnes de pierre dans une cavité. Formée sans éjection de sol vers la surface et par le simple déplacement latéral des sols sous l'effet combiné du poids et de l'action du vibreur assisté au besoin d'injection d'air comprimé.

De plus, si on utilise une sonde classique, elle doit être entièrement extraite du trou avant d'y déverser la pierre, de sorte que le sol soit suffisamment cohésif pour que la cavité demeure ouverte. Cette dernière contrainte est surmontée grâce à l'utilisation de nouvelles sondes permettant l'injection de la pierre par le fond.

De plus, correctement utilisées, ces sondes permettent d'optimiser remplacement et refoulement pour construire des colonnes plus profondes qu'il ne serait possible à réaliser autrement.

Cette variante requiert un matériel beaucoup plus complexe, elle est plus lente à réaliser donc plus coûteuse que les précédentes.

Ce procédé ne produit des colonnes profondes que dans les sols mous, donc très efficace dans les cas des sols affaissables. Quand il est nécessaire de réaliser la construction d'ouvrages sur des sols effondrables, on peut soit adapter la structure des ouvrages pour qu'elle supporte des affaissements importants, soit traiter préalablement les sols.

**3.2.13. Compactage par étincelle électrique**

Proposée pour la première fois par Lomize et Gutkin (1962), cette méthode est utilisée pour les sables lâches saturés.

Le principe de la méthode réside dans le fait qu'entre deux électrodes placées dans un sol saturé se produit une décharge de haute tension et qu'apparaît instantanément dans l'eau entourant les électrodes une pression très élevée (effet hydrodynamique) qui agit sur le massif de sol environnant. La structure naturelle se brise dans la zone d'action de la décharge. Sous l'action de la pression naturelle des couches de sol sus-jacentes et des impulsions créées par les décharges, le sol se compacte.

**3.2.14. Compactage par explosion**

La consolidation par explosion consiste à placer à une profondeur donnée une charge telle qu'il n'y ait pas de cratère en surface. La présence de gaz occlus dans le sol à consolider, influence l'efficacité du phénomène.

Il s'agit d'une solution brutale et simple, ne nécessitant pas un gros investissement pour le compactage rapide de grandes masses de sols non cohérents en lieux suffisamment éloignés de toute agglomération. La quantité d'explosifs varie de 10 à 30 Kg/ m<sup>3</sup> de sol traité. Cette consolidation par explosion a été surtout employée en ex URSS dans les sables non cohérents et les loess.

**3.2.15 Traitements par congélation**

La congélation des terrains aquifères instables est un procédé ancien, à caractère provisoire, employé pour le creusement des fouilles, des puits ou des galeries, qui permettent également le sauvetage d'ouvrages à la suite d'incidents (renard, débouillage). Elle rend le sol étanche et résistant.

Ils existent plusieurs méthodes :

- Les méthodes ouvertes à l'azote liquide.
- La méthode fermée à la saumure.
- La méthode dite combinée.



Figure 3.6 : Liaison par agrégats d'argiles.

### 3.3. Evaluation des méthodes de traitement

Des études comparatives sur l'efficacité et l'économie des diverses méthodes de traitement ont été rapportés dans la littérature. Par exemple, Rollins et Roger(1994) ont mené une étude comparative sur un site situé à Néphé Utah (Etas Unis) pour évaluer le coût et l'efficacité des différentes méthodes de traitement à partir de six essais en vrai grandeur sur les semelles carrées de 2,5m de côté.

Les méthodes de traitement ont inclus:(1) un pré mouillage avec de l'eau;(2) un pré mouillage avec une solution à 2% de silicate de sodium; (3) une excavation partielle et remplacement par granulaire compacté; (4) un compactage dynamique sur sol sec et (5) un compactage dynamique sur sol pré mouillé remblai.

L'amélioration des sols a été évaluée à l'aide de l'essai double odomètre sur échantillons intacts ainsi que des essais de pénétration au cône et essais préssiométriques. Le profil de sol est généralement composé de limon argileux et sablonneux (CL- ML). La teneur en eau naturelles était de l'ordre de 7% et 10%, la limite de liquidité était d'environ 22% et l'indice de plasticité était aux alentours de 5%. La distribution granulométrique du sol se répartissait de la manière suivante: 30% de sable, 60% de limon et 10% d'argile. Le tassement prédit par essais oedométriques et le tassement mesuré par diverses méthodes est résumé dans le tableau. Il a été constaté que le silicate de sodium et les méthodes de compactage dynamique sont les méthodes efficaces dans la réduction du tassement des sols affaissables de plus de 250mm à moins de 35mm, mais elles sont plus chères que les autres méthodes.



**Tableau 3.1:** comparaison par prédiction et mesures des effondrements par Différentes méthodes de traitements (Rollins et Rogers ,1994)

test	Méthode de traitement	Effondrement prédit après chargement	Effondrement après le chargement	Effondrement (mm)	Fluage (mm)
		Avant traitement (mm)	Après traitement (mm)		
1	Aucun traitement	267	N/A	282	12
2	Prés mouillage avec l'eau	270	300	243	12
3	Prés mouillage avec silicate de sodium	270	32	27	9
4	Excavation partielle et remplacement avec	267	183	114	9
5	Compactage dynamique a teneur en eau naturelle	254	31a 25b	3	14
6	Compactage dynamique après pré mouillage	396	15	11	18

a : sous pointe de chute

b : entre de point de chute

Rollin et Rogers(1994) ont également les avantages et les limites des diverses méthodes de traitement (tableau).

Des résultats similaires sur le succès de l'utilisation de compactage ont été rapportés par Souza et al. (1995).

Leurs essais de chargement de plaque in-situ au Brésil révèlent que le compactage peut réduire l'affaissement d'environ 87 % et augmenter la charge admissible de 110 %.

**Tableau 3.2:** Comparaison des avantages et les limites des différentes méthodes (Rollins et Rogers, 1999)

Avantage	Limites
<b>Pré mouillage à l'eau</b>	
Prix abordable Facilité d'application	Tassement excessifs sans pré chargement Impossibilité de densifier les couches supérieures Fortes probabilités de tassement différentiel
<b>Pré mouillage avec silicate de sodium</b>	
Réduction spectaculaire d'effondrement Développement d'une cimentation permanente Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité) Réduction significative des tassements du sau fluage	Coût plus élevé Expérience limitée Profondeur de traitement limitée à moins de 2m
<b>Excavation partielle et remplacement avec remblai</b>	
Coût relativement faible Facilité d'application Réduction de contraintes appliquées sur le sol effondrables sous-adjacent Réduction des tassements pour des volumes	Traitement des zones de surfaces uniquement Tassement important dans le cas des zones profondes Demande une grande expérience
<b>Compactage dynamique à teneur naturelle</b>	
Grande réduction de l'affaissement Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité)	Coût plus élevé Dégâts potentiels du saux vibrations Traitement non uniforme
<b>Compactage dynamique après pré mouillage</b>	
Diminution significative d'affaissement Efficacité de compactage Réduction au niveau de vibration Plus grande uniformité dans la densification Réduction de la conductivité hydraulique (perméabilité) Amélioration jusqu'à des profondeurs	Coût plus élevé Augmentation du fluage à long terme Risque de liquéfaction quand la teneur en eau est élevée Réduction de la teneur en eau à la suite du traitement peut être assez longue Expérience pratique assez limitée

### 3.4. Le choix des techniques de traitement des sols

#### 3.4.1. Le choix basé sur profondeur du sol

On généralement Les méthodes de traitement dépendent de la profondeur du sol Affaissable de la capacité portante que requiert l'ouvrage à édifier. Les méthodes utilisé dans le passé et

vont être probablement utilisées dans le futur ont été résumées par Bara (1976) et sont reprises dans le tableau suivant :

**Tableau 3.3:** Méthodes de traitement des sols Affaissables selon Bara (1976) .

Profondeur du sol à Traiter	Les méthodes de traitement de sols
0 à 1.5 m 1.50 à 10m	<p><b>Méthodes courantes :</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Mouillage du sol et compactage.</li> <li>• Excavation et compactage (avec ou sans utilisation d'un stabilisant comme la chaux ou le ciment).</li> </ul>
Plus de 10m	<p>Contrôle des sources d'eau par drainage.</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Vibroflottation.</li> <li>• Utilisation des pieux.</li> <li>• Injection du silt ou de la chaux.</li> </ul> <p>inondation à l'eau s'il n'y a pas de couches sous-jacentes imperméables).</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Inondation et infiltration d'eau par des puits.</li> <li>• Inondation et infiltration d'eau par des puits avec utilisation des explosifs.</li> </ul> <p>Futures méthodes :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Traitement à la chaleur pour solidifier le sol sur place.</li> <li>• Traitement aux ultrasons, les vibrations peuvent modifier les mécanismes de liaisons entre les grains.</li> <li>• Utilisation d'un mortier additif, remplissant les pores, avant solidification.</li> <li>• Traitement électrochimiques (addition d'un produit chimique pouvant rendre très résistant les liaisons inter granulaires).</li> </ul>

### 3.4.2. Le choix basé sur classes granulométriques et l'état du sol

Les domaines d'utilisation des différentes méthodes d'amélioration des sols, par référence aux classes granulométriques et à l'état du sol, représenté par sa résistance de cône  $q_C$  au pénétromètre statique.

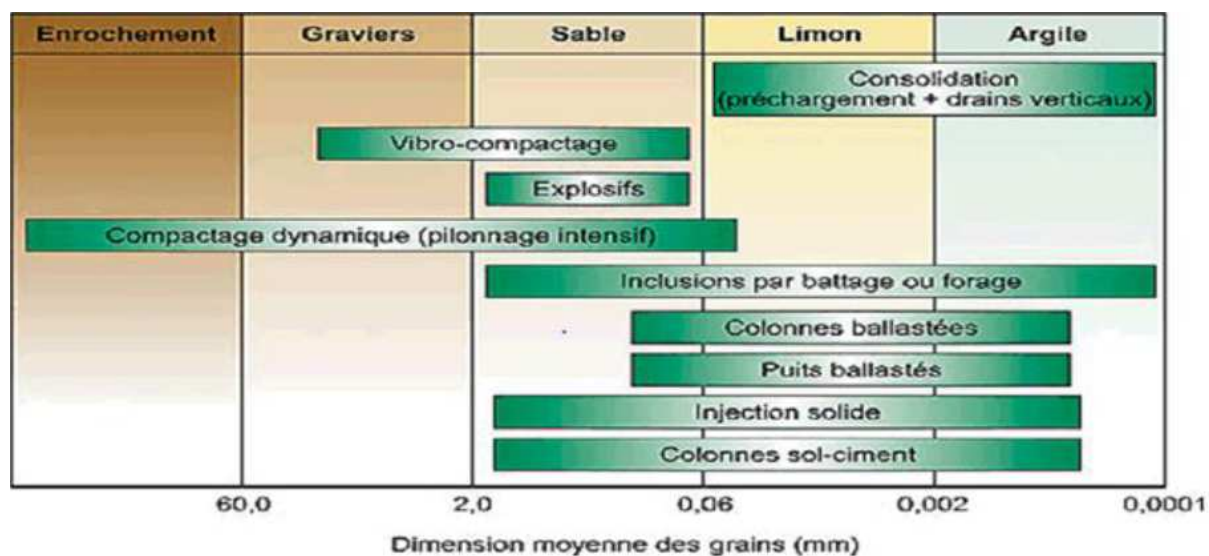


Figure 3.7 : Les champs d'application des différentes techniques de traitement.

Problème	Facteurs influençant	Traitement de problème	Les principaux types	Les procédés de densification
Sol effondrables	Les facteurs externes	Traitement par pré-mouillage du sol	Sols faits par l'homme	Densification par compactage dynamique
	Les facteurs internes	Traitement thermique	Les sols naturellement déposés	Le compactage par explosion
		Traitement chimique		Le compactage par étincelle électrique
				La densification par vibro-compaction et vibroflotation

Tableau 3.4 : Résumé général des sols effondrables.

**Conclusion :**

Ce chapitre a comporté une synthèse bibliographique sur les sols affaissables et leurs comportements ainsi qu'une présentation de la prédiction des sols affaissables.

Parmi les problèmes rencontrés lors d'existence d'un sol soit naturel ou compressé est l'effondrement qui est la diminution du volume d'un sol. Et on a donné à l'ingénieur praticien l'ensemble des informations nécessaires pour reconnaître un sol effondrable ainsi que les

différentes solutions et technique d'amélioration de ces types de sols par différentes méthodes.

La maîtrise du phénomène d'effondrement demande de grandes connaissances afin de minimiser les dégâts occasionnés par ce phénomène sur les différents ouvrages construits en formations (argile-sable).

# **CHAPITRE 4**

**Matériaux ; Matériels et**

**Essais Expérimentaux**

**Chapitre 4 : Matériaux ; Matériel et Essais Expérimentaux****4.1. Introduction**

A partir de ce chapitre on entreprend notre contribution l'étude expérimentale qui sera présentée comme suit:

- Caractéristiques des matériaux testés.
- Matériels utilisés et manipulation.

Deux groupes d'essais seront effectués : des essais préliminaires, nécessaires à l'identification géotechnique des sols, des essais principaux réalisés dans l'objectif d'analyser le comportement de compressibilité et de résistance selon les normes propres à ce type de sols et de vérifier l'affaissabilité des échantillons testés.

**4.2. Caractéristiques des matériaux utilisés****4.2.1. Le sol utilisé**

Les essais sont effectués sur un sol prélevé de lekhamyes dans la wilaya de **M'Sila**.



**Figure4.1** : Le sol utilisé (sol affaissable).

**4.2.2. L'ajout utilisé (le marbre)****4.2.2.1. Définition**

En géologie, le marbre est une roche métamorphique dérivée du calcaire et constituée principalement de cristaux de calcite.

**4.2.2.2. NORMES**

Normes algériennes : inexistantes à l'heure actuelle

Les normes algériennes n'étant pas encore promulguées, les produits marbriers algériens sont extraits et transformés conformément aux normes européennes : italiennes et françaises en

particulier. Pour ce faire, les procédés utilisés en Algérie pour le travail du marbre sont ceux utilisés dans le monde

- En amont : Foration et sciage des masses au fil hélicoïdal, au fil diamante et à la haveuse pour l'abattage et le tranchage des masses brutes de marbres naturels en carrières.
- En aval Transformation en produits finis : sciage des blocs au moyen de lames et disques à pastilles diamantées, débitage secondaire aux disques diamantes, ponçage-lustrage avec des pierres à poncer et lustrer.

#### 4.2.2.3. Propriétés physico-mécaniques

Les principaux paramètres des propriétés physiques et chimiques de l'échantillon du marbre utilisé dans cette étude sont groupés dans le tableau 4.1.

Propriétés physico-Mécaniques	
Charge de rupture à la Compression à sec	627 Kg /cm <sup>2</sup>
Charge de rupture à la Compression après gélivité	985 kg/ cm <sup>2</sup>
Coefficient de saturation	0,71 %
Essai de résistance au choc.	32 (Kg /cm) cm <sup>3</sup>
Essai de résistance à l'usure.	0,953 G/cm <sup>2</sup>
Densité apparente.	2,720 Kg/m <sup>3</sup>
Compacité	98,37%
Porosité	1,67 %
Propriétés Chimiques	
CaCO <sub>3</sub>	98,76 %
MgO	0,26 %
CaO	55,30 %
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,12 %
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,22 %
SiO <sub>2</sub>	0,13 %
L.O.I*	43,78 %

**Tableau 4.1.** Montre la composition physico-mécanique et chimique du marbre utilisé Dans cette étude (marbre de Mahouna, Guelma (Algérie)).



#### 4.2.2.4. La carrière de marbre

La carrière de marbre de Mahouna est située à environ 6 km au sud-ouest de la ville de Guelma, en Algérie. Les filons de marbre sont encaissés dans le massif de Mahouna qui se caractérise par un relief dont l'altitude varie entre 400 et 700 m



Figure4.2 : La carrière de marbre de Maouna ; Guelma.

#### 4.2.2.5. La poudre de marbre

Les poudres de marbre ont été obtenues par taillage et polissage de pierres de marbre dans une usine de marbre située près de la ville de Guelma, au nord-est de l'Algérie. Le constituant principal de la poudre de marbre est le carbonate de calcium (98, 76%), qui contribue de manière significative à la stabilisation du sol; son poids spécifique apparent est de  $2720 \text{ kg/cm}^3$ .

Les déchets produits lors de la coupe et du meulage du marbre sont très fins. Le marbre de Mahouna est un matériau en marbre polychrome onyx (multicolore) comme le montre la figure 4.3.



Figure4.3 : Montre les couleurs du marbre utilisé.

### **4.3. Les essais préliminaires**

- L'analyse granulométrique.
- Densités spécifiques des grains solides
- L'essai Proctor.
- Equivalent de sable
- Cisaillement.
- Essai mécanique (œdométrique).

Le matériel utilisé dans cette section est l'appareillage d'usage courant du laboratoire, spécifique à chaque type de manipulation.

### **4.4. L'analyse granulométrique par tamisage (NF P 94-056)**

#### **4.4. 1. Définition**

On appelle (analyse granulométrique) l'opération permettant de déterminer la granulométrie : c'est-à-dire la détermination de la grosseur des grains et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles des grains constituant les échantillons.

Elle se fait sur la fraction du sol ayant un diamètre supérieur à 0.08mm.

#### **4.4. 2. But de l'essai**

La distribution dimensionnelle des grains constituant les granulats dont les dimensions sont supérieures à 0.08

#### **4.4. 3. Appareillage**

- Une série de tamis (de maille carrée)
- Tamis de 0.08mm pour le lavage
- Une étuve pour le séchage
- Un fond
- Une brosse métallique
- Une balance



Figure4.4 : Tamiseuse.

#### 4.4.4 .Principe

L'essai consiste à classer les différents grains constituant l'échantillon en utilisant une série de tamis (2- 1 - 0.4 - 0.2 et 0.08mm).

Emboîtés les uns sur les autres, dont les dimensions des ouvertures sont décroissant du haut vers le bas.



Figure4. 5 : Série des tamis et la tamiseuse.

#### 4.4. 5. Mode opératoire

Le matériau doit être sèche à l'étuve a une températures de 105c° puis le tas réservé à l'analyse granulométrique par tamisage est recueilli dans un plat puis lavé à grande eau sur le tamis de 0.08mm pour éliminer les fines grains ; le lavage est terminé si l'eau qui s'écoule du tamis prend l'aspect clair. Après lavage les refus sont mis à l'étuve a 105c°pendant 24h à la sortie de l'étuve on commence le tamisage.

Faire le choix des tamis de telle sorte que le granulat passe entièrement à travers du tamis le plus gros. Empiler les tamis dans l'ordre croissant de bas en haut puis agiter jusqu'a ce qu'il ne passe pratiquement plus rien. Pesés les refus en cumule c'est-à-dire peser le contenu du

premier tamis puis y ajouter le contenu du tamis immédiatement inférieur et ainsi de suite puis porter les résultats dans un tableau.

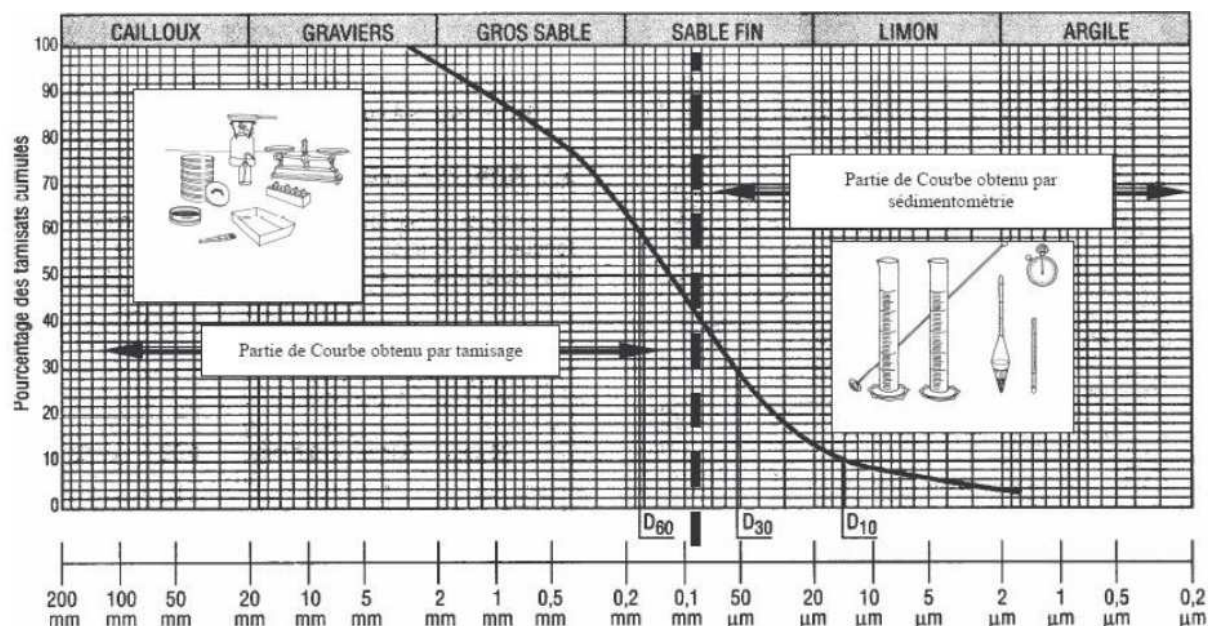


Figure 4.6 : Courbe granulométrique.

#### 4.5. Densités spécifiques des grains solides (NF P 94 -054 ).

##### 4.5.1. Définition

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

$$\gamma_s = W_s / v_s$$

##### 4.5.2. Appareillage :

- 01 Pycnomètre en verre.
- Une balance de précision.
- Un entonnoir à long col.

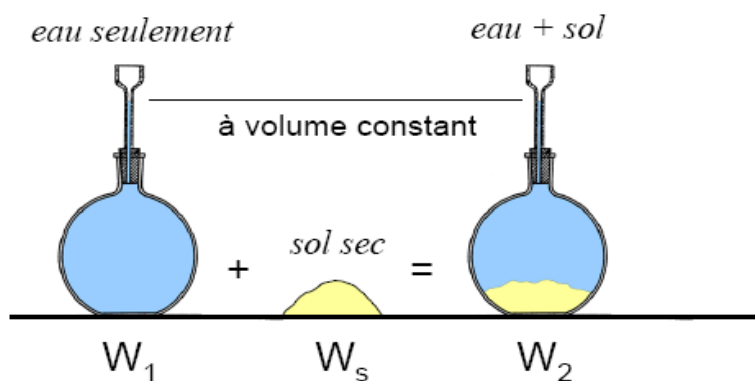


Figure 4.7: Pycnomètre en verre.

### 4.5.3. Mode opératoire

- Préparer un échantillon de sable, sèche a l'étuve et refroidi.
- Peser le pycnomètre vide (sec et propre) M0.
- Deviser le couvercle et introduire 25g du matériau, peser l'ensemble, soit M1.
- Remplir la bouteille à moitié avec de l'eau et remuer énergiquement avec la tige en verre pour chasser les bulles d'aires.
- Ajouter de l'eau jusqu'à 2 cm du bord supérieur, visser à fond le couvercle et remplir à l'aide d'une pissette par le trou supérieur.
- Secouer le pycnomètre en rebouchant avec un doigt le trou du couvercle.
- Laisser Reposer un bon moment.
- Sécher les parois extérieures du pycnomètre et peser l'ensemble, soit M2.
- Vider le pycnomètre, laver et le remplir d'eau jusqu'au niveau du trou supérieur.
- Sécher les parois extérieures du pycnomètre et peser l'ensemble, soit M3.



Figure4.8 : Matériel d'essai pycnomètre (L T P Est Annaba).

## 4.6. Essai Proctor (NF P 94-093).

### 4.6.1. Définition

Cet essai consiste à humidifier un matériau à plusieurs teneurs en eau et à le compacter, pour chacune des teneurs en eau, selon un procédé et une énergie conventionnelle.

Pour chacune des valeurs de la teneur en eau considérée, on détermine la masse volumique sèche du matériau et on trace la courbe des variations de cette masse volumique en fonction de la teneur en eau.

#### 4.6.2. Appareillage

- Moule Proctor avec embase et hausse.
- Dame Proctor normal.
- Règle à araser.
- Balance.



Figure4. 9: Moule Proctor normal. Figure4. 10: Dame de compactage manuel.



Figure4. 11 : matériel utilisé.

#### 4.6.3. Mode opératoire

##### 1) Préparation du matériau :

- Prendre 2.5 kg du matériau.
- Humidifier soigneusement le matériau ainsi préparé à la teneur en eau désiré.
- L'homogénéiser à la truelle, puis en le malaxant à la main ou dans un malaxeur.

##### 2) Fixer la hausse sur le moule. Lubrifier l'intérieur du moule et celui de la hausse.

- 3) Mettre une quantité de matériaux dans le moule, suffisante pour qu'une fois compactée chacune des trois couches ait sensiblement la même épaisseur (la dernière couche devant avoir sa face supérieure au-dessus du niveau supérieur du moule, c'est-à-dire à l'intérieur de la hausse).
- 4) Compacter chaque couche à l'aide de dame de compactage en 25 coups. S'arranger pour que le compactage soit uniforme.
- 5) Une fois les trois couches compactées, enlever la hausse avec beaucoup de soin afin d'éviter la rupture de l'échantillon.
  - Araser le moule à l'aide de la règle.
  - Nettoyer l'extérieur du moule à l'aide d'un pinceau.
  - Peser le moule : on obtient le poids total humide.
- 6) Enlever la base du moule.
- 7) Arrêter l'essai quand on obtient par deux fois consécutives une diminution du poids total humide par rapport à l'essai précédent.

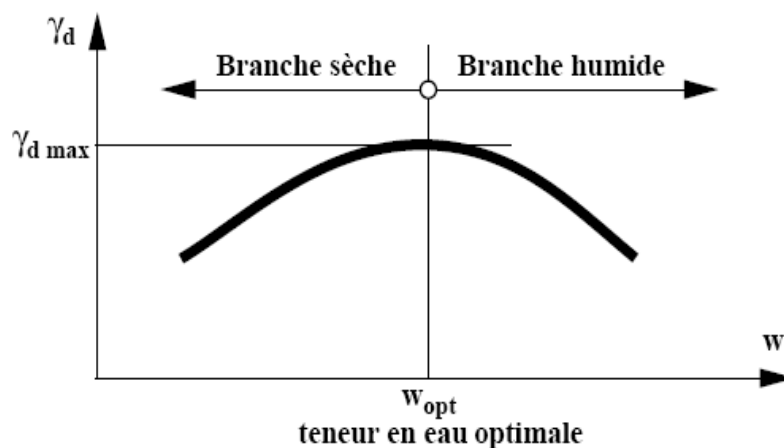


Figure4. 12 : Courbe de Proctor.

## 4.7. Essai équivalent de sable (NF P 18-598)

### 4.7.1. Principe de l'essai :

L'essai consiste à verser un échantillon de sable et une petite quantité de solution flocculant dans un cylindre gradué et d'agiter de façon à détacher les revêtements argileux des particules de sable de l'échantillon. On complète alors le sable en utilisant le reste de solution flocculant afin de faire remonter les particules de fines en suspension au-dessus du sable. Après 20 min,

les hauteurs des produits sont mesurées. L'équivalent de sable est le rapport hauteur du sable sur hauteur totale.

#### **4.7.2 Appareillage et matériels utilisés**

- Une balance.
- Un Tamis 5mm.
- Deux éprouvettes cylindriques transparentes en matière plastique, chacune est graduée
- Un entonnoir pour verser l'échantillon dans l'éprouvette.
- Un chronomètre.
- Un agitateur mécanique de course 25cm.
- Un bouchon en caoutchouc permettant de fermer l'éprouvette.
- Une règle.
- Un piston taré en métal inoxydable.
- Un flacon de 5 litres placé à 1m environ au-dessus de la table de travail contenant la solution normalisée, et muni d'un système de siphon.
- Un tube laveur relié au flacon par un tube caoutchouc muni d'une pince pour sa fermeture, La quantité de sable nécessaire pour cet essai est :  $m=120g$ .

#### **4.7.3. Mode opératoire**

- Prendre 500gr de l'échantillon de sable passant au tamis 5mm.
- Dans une éprouvette graduée, siphonner la solution lavant jusqu'à une hauteur de 10cm.
- Verser soigneusement une mesure de 120 gr de l'échantillon, à l'aide de l'entonnoir, dans l'éprouvette placer verticalement.
- Taper à plusieurs reprises la base de l'éprouvette cylindrique fortement sur la paume de la main pour déloger les bulles d'air et favoriser un bon mouillage de l'échantillon, laisser reposer 10 minutes.
- Boucher l'éprouvette à l'aide du bouchon de caoutchouc, la secouer horizontalement 90 fois aller-retour en 30secondes avec une course d'environ 20cm. En suite placer l'éprouvette verticalement. Oter le bouchon de caoutchouc et le rincer au-dessus de l'éprouvette avec la solution lavant, réglée à un faible débit. En descendant le tube laveur dans l'éprouvette, rincer les parois, puis enfoncer le tube jusqu'au fond pour laver le sable et faire remonter les particules argileuses.
- Arrêter les l'écoulement lorsque le niveau du liquide atteint le repère supérieur 38 cm ; relever ensuite lentement le tube laveur.



- Laisser reposer, sans perturbation, pendant 20 minutes
- Au bout de ces 20 minutes mesurer h1, h2, h'2.

**h1** : hauteur du sable.

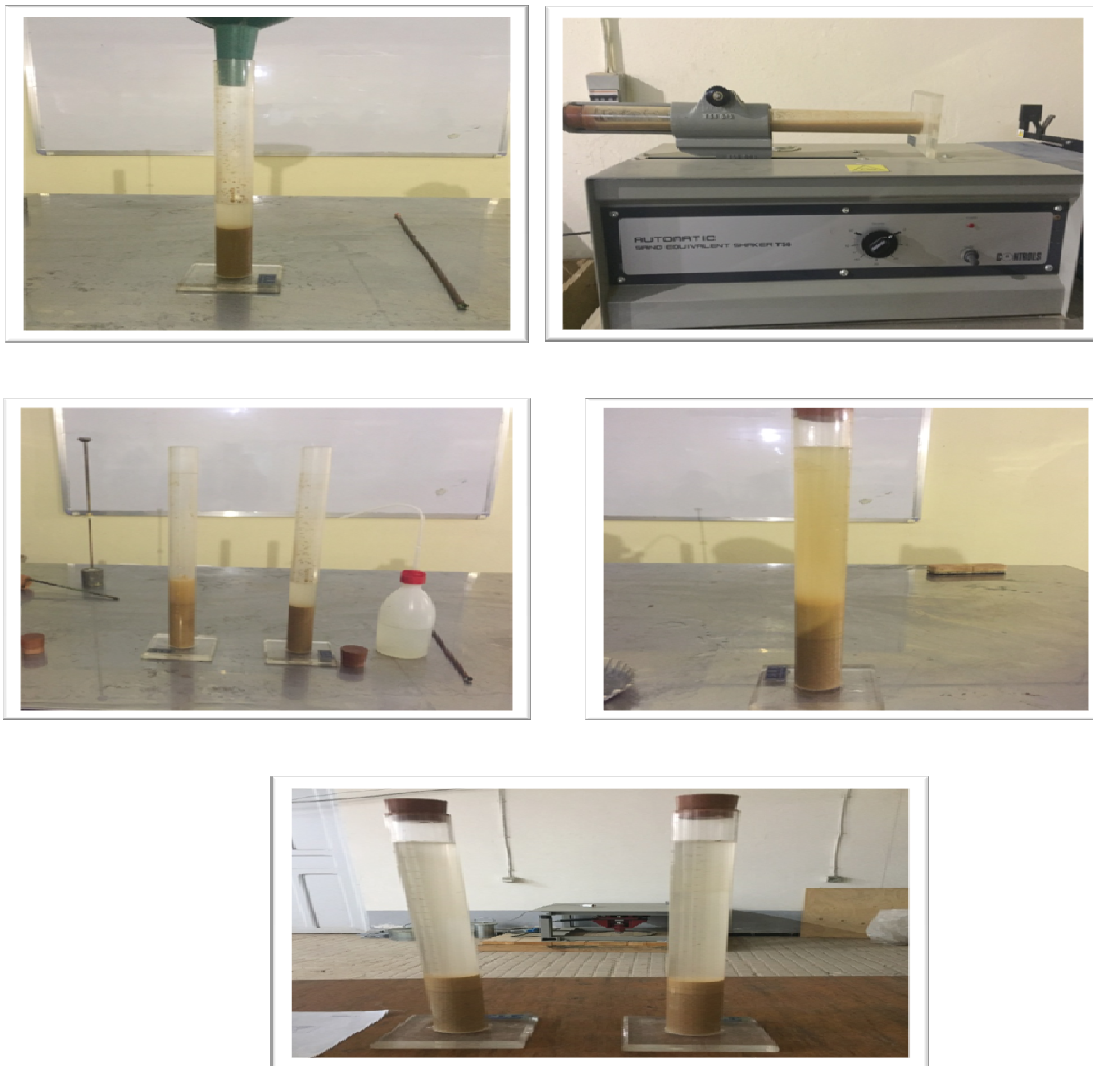
**h2** : hauteur du sable +éléments fins.

**h'2**: hauteur des éléments fins pris à partir du piston.

L'équivalent de sable et déterminer par :

Es (piston) :  $(h'2/h'1) \times 100$

Es (visuel) :  $(h2/h1) \times 100$



**Figure4.13** :equivalent de sable

**4.8. Essais de cisaillement (NF P 94-71)****4.8.1. Introduction**

Dans n'importe quelle étude il est nécessaire de connaître la capacité portante du sol donc il est nécessaire de connaître la résistance du sol.

La résistance à la compression simple, essai CBR, essai pénétromètre, essai pressiométrique, essai triaxial.

Nous allons aborder l'essai de cisaillement direct à la boîte de Casagrande.

**4.8.2 But de l'essai**

Les valeurs de la résistance au cisaillement ainsi définies sont portées sur un graphe appelé droite de coulomb, en fonction de la contrainte normale s'appliquant sur le plan de rupture a partir de cette courbe on tire la cohésion du sol  $c$  et l'angle de frottement.

Deux grandes catégories de sols :

-sol pulvérulent la droite de coulomb passe par l'origine c'est-à-dire la cohésion est nul

-sol cohérent : l'eau joue un rôle fondamentale dans la résistance au cisaillement des sols cohérent pour simplifier le problème trois types d'essai peuvent être définie suivant qu'il y a drainage ou non ; la consolidation consiste à charger l'échantillon en drainant jusqu'à ce que la pression interstitielle soit totalement dissipée ( $u=0$ )

**4.8. 3 Matériel utilisée**

- Machine de cisaillement
- Une boîte de casagrande
- Une série de poids
- Une trousse coupante
- Un comparateur



**Figure4.14** : L'appareil de cisaillement direct (boite de Casagrande).

#### 4.8.4 Mode opératoire

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans une boîte de cisaillement constituée de demi-boîte indépendante le plan de séparation des deux demi-boîte consiste un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette.

Il consiste à appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette un effort normal de compression  $N$  par l'intermédiaire d'un piston et un effort tranchant en déplaçant la demi-boîte inférieure. Un comparateur mesure le déplacement relatif de l'échantillon.

### 4.8.5 Remarque

L'essai est réalisé avec trois boîtes de cisaillement identiques respectivement aux contraintes normales 1 bars, 2 bars, 3 bars.

On détermine également le teneur en eau avant et après l'essai et la masse volumique par pesée hydrostatique par paraffinage.

Essai UU : essai non consolidé-non drainé.

Essai CU : essai consolidé-non drainé.

Essai CD : essai consolidé-drainé.

## 4.9. Essai œdométrique (XP P 94-090-1)

### 4.9.1 Définition

L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans un enceinte cylindrique rigide « œdomètre ». Un dispositif applique sur cette éprouvette un effort axial vertical, l'éprouvette étant drainée en haut et en bas et maintenue saturée pendant l'essai.

La charge est appliquée par paliers maintenus constants successivement croissant et décroissant suivant un programme défini. Les variations de hauteur de l'éprouvette sont mesurées pendant l'essai en fonction de la durée d'application de la charge.

### 4.9.2 Essai œdométrique simple

L'essai œdométrique simple consiste à charger le spécimen en incréments jusqu'à un certain niveau de contrainte verticale en permettant au spécimen d'être en équilibre sous la contrainte appliquée. L'échantillon est ensuite saturé par l'eau, et la déformation est mesurée. Cette déformation induite par l'addition de l'eau divisée par la hauteur de l'échantillon avant saturation, exprimée en pourcentage, définit le degré d'affaissement.

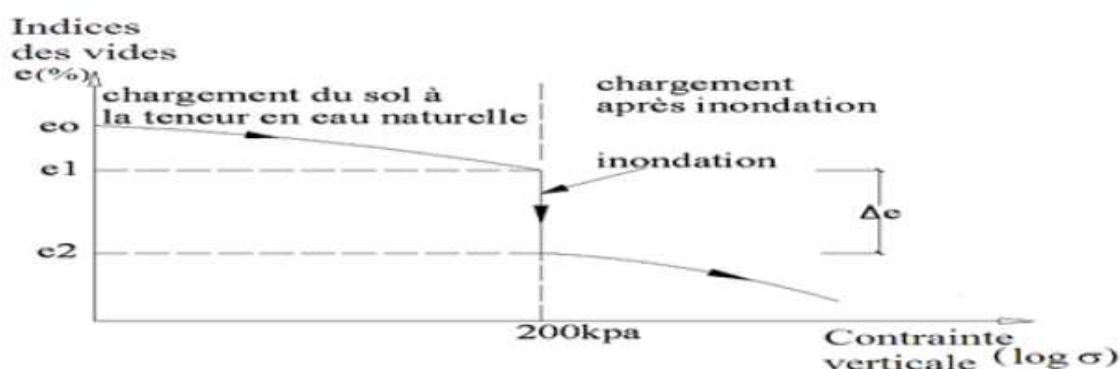


Figure 4.15 : Courbe œdométrique (teste de Knight 1963).

### 4.9.3 Essai œdométrique double

L'essai œdométrique double implique une paire de spécimens identiques du même échantillon. Le premier spécimen est chargé à l'état naturel et la déformation est mesurée à chaque niveau de contrainte. Le second spécimen est initialement saturé et une procédure de chargement similaire est conduite. La différence entre les déformations, à l'équilibre et au même incrément de contrainte, est déterminée pour déterminer le degré d'affaissement.

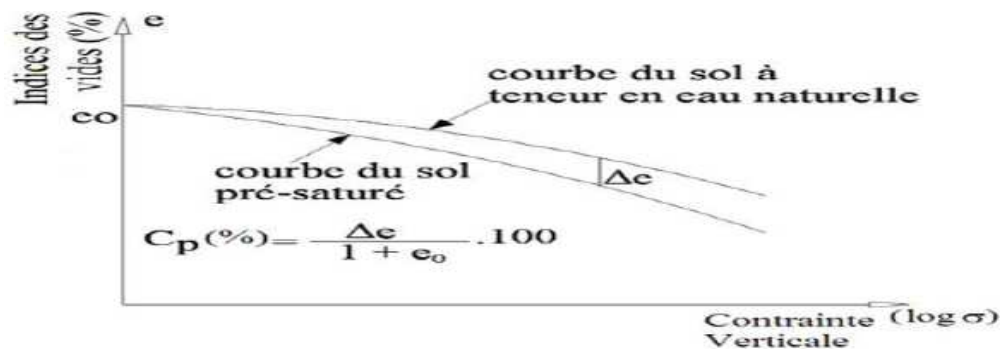


Figure 4.16 : Double œdomètre (Knight et Jennings 1975).

### 4.9.4 But de l'essai

La manipulation a pour but de déterminer les caractéristiques de compressibilité d'un sol qui permet d'estimer le tassement provoqué par consolidation d'un massif de sol, par exemple sous une fondation superficielle.

Il permet de suivre la consolidation au cours du temps et de déterminer la relation entre les charges de la déformation obtenue après consolidation, il permet également d'atteindre le coefficient de perméabilité verticale pour une compacité donnée.

Il fournit les caractéristiques du sol en place :

- l'indice de compression  $c_c$  qui indique la compressibilité du sol
- le coefficient de consolidation  $c_v$  qui permet de déterminer le temps de consolidation sous une charge donnée.

### 4.9.5 Appareillage

- Balance
- Une étuve
- Une série de poids
- Odomètre cellule de perméabilité

- Un comparateur



**Figure 4.17:** Les machines utilisées pour l'essai œdométrique laboratoire (L T P Est. Annaba).

#### 4.9.6 Mode opératoire

L'échantillon de sol est placé dans une boîte cylindrique rigide de section circulaire entre deux pierres poreuses assurant son drainage.

Un piston permet d'appliquer sur l'échantillon une contrainte verticale uniforme constante pendant un temps déterminé. On mesure alors la variation de hauteur de l'éprouvette de sol en fonction de la contrainte appliquée. On recommence le processus à différents paliers de chargement de 24 h ; A partir de cet essai ; on peut établir des courbes de compressibilité ( indice des vides en fonction de la contrainte ) et de consolidation ( variation relative de tassement en fonction du logarithme du temps ) utiles pour évaluer l'amplitude des tassements et les durées de consolidation des sols .

#### 4.9.7 Remarque

A chaque palier ou changement, il faut attendre la stabilisation de tassement par dissipation de la pression interstitielle avant de procéder à la lecture. C'est pourquoi dans notre cas on effectue le chargement à chaque 2h après avoir lu le tassement précédent.

### Conclusion

Ce chapitre a comporté une présentation des essais préliminaires de caractérisation et d'identification effectués sur les sols utilisés dans notre étude.

Les essais principaux, pour définir le comportement réel des sols, le taux d'affaissement dans l'état saturé et non saturé et les paramètres influencés par l'affaissement des sols.

Tous les essais effectués sont réalisés aux laboratoires avec des appareillages et outils et méthodes de manipulation conformes aux normes géotechniques.

# **CHAPITRE 5**

## **Résultat et Interprétation des Essais au Laboratoire**



## CHAPITRE 5 : Résultats et Interprétation des Essais au Laboratoire

### 5.1 Propriétés physiques

#### 5.1.1. Teneur en eau initiale (w %)

La teneur en eau définit l'état hydrique du matériau. Elle est désignée par  $w$  et exprimée en % :

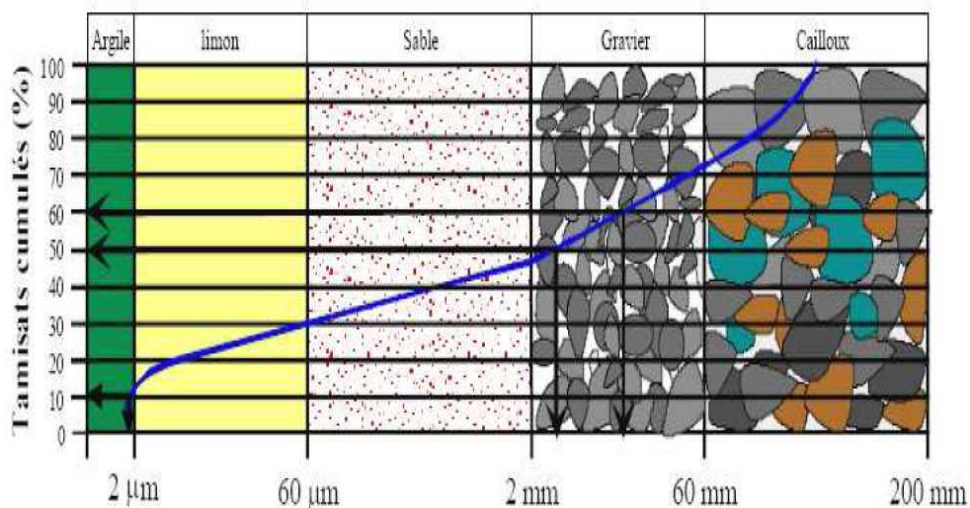
$$w(\%) = \frac{\text{Masse d'eau}}{\text{Masse sèche}} \times 100$$

Dans notre cas  $w(\%) = 2.5\%$

On constate que la valeur de la teneur en eau est très, cela montre que le sol est presque à l'état sec.

#### 5.1.2. Analyse granulométrique

La distribution granulométrique constitue le premier paramètre d'entrée dans les tables de classification. Dans cette étude, la courbe granulométrique du sol a été établie à l'aide de deux techniques : Les types de sol peuvent être classés selon la taille des particules comme le montre la figure 5.1.



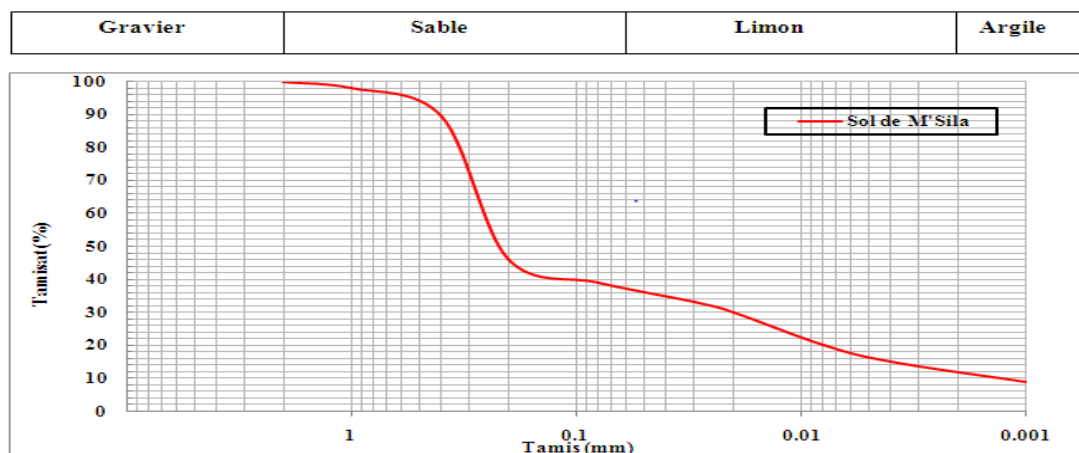
**Figure 5.1.** Les types de sol selon la taille des particules.

Cette analyse sur l'échantillon représentatif du sol a donné les pourcentages en poids des tamis cumulés pour les différents diamètres des grains constituent le sol voir le (tableau 5.1)

N°	Ouvertures des tamis (mm)	Masse d'échantillon (g)	Masse refus cumulé en (g)	Pourcentage massique (%)	
				Refus cumulé	Tamisat cumulé
1	1	400	7.7	1.92	98.08
2	0.4		42.3	10.57	89.43
3	0.2		215	53.75	46.25
4	0.08		244	61	39

**Tableau 5.1:** Granulométrie du sol par tamisage

La courbe granulométrique est présentée dans la Figure 5.2.



**Figure 5.2. :** Courbe granulométrique du sol.

La combinaison entre le tamisage et la sédimentométrie donne les valeurs présentées au tableau 5.2.

Taille des grains	Type de sol	Tamisage + Sédim
Grains < 2 $\mu\text{m}$	Argile	7%
2 $\mu\text{m}$ < Grains < 63 $\mu\text{m}$	Limon	28%
63 $\mu\text{m}$ < Grains	Sable	64%

**Tableau 5.2.** Granulométrie du sol

### 5.1.3 Les caractéristiques du sol utilisé sont

- ✓  $C_u < 2$  : la granulométrie est dite uniforme
- ✓  $C_u > 2$  : la granulométrie est dite étalée
- ✓  $C_u > 5$  et  $1 < C_c < 3$  : le sol est dit bien gradué

$$D_{60} = 0.25 \text{ mm}$$

$$D_{30} = 0.02 \text{ mm}$$

$$D_{10} = 0.0015 \text{ mm}$$

- Coefficient de courbure  $C_c = (D_{30})^2 / D_{60} \cdot D_{10} = 1.06$ .
- Coefficient d'uniformité  $C_u = D_{60} / D_{10} = 166.6$  **Donc**  $166.6 > 5$  **et**  $1 < 1.06 < 3$  le sol est dit bien gradué

## 5.2 Essai Proctor normal

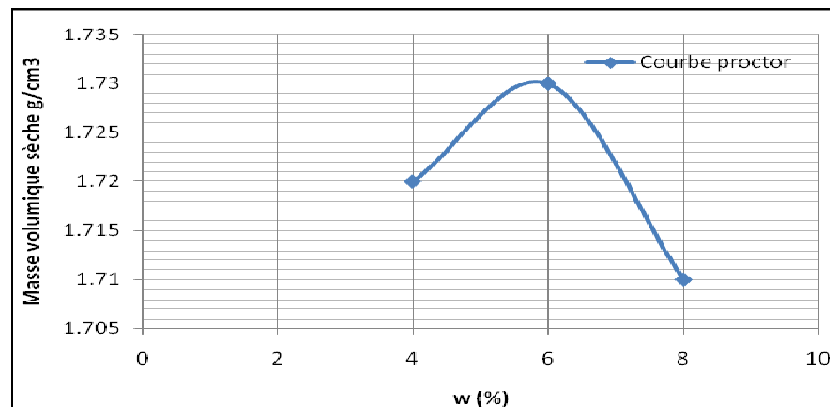
Le principe de cet essai consiste à compacter le matériau à différentes teneurs en eau selon un processus et une énergie donnée. Pour chaque teneur en eau, on mesure la masse volumique humide et on détermine la masse volumique sèche du matériau.

Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol naturel sans traitement sont présentés dans le tableau 5.3.

<b>Pourcentage d'eau ajoutée à chaque compactage</b>	<b>4%</b>	<b>6%</b>	<b>8%</b>
Masse total humide (g)	3480	3520	3540
Masse de moule (g)	1772		
Masse du sol humide (g)	1708	1748	1768
Volume moule (cm <sup>3</sup> )	955		
Masse de sol sec (g)	2500		
Masse d'eau (g)	100	150	200
Masse volumique sèche	1.72	1.73	1.71

**Tableau 5.3.** Les résultats des paramètres de l'essai Proctor standard pour sol naturel sans traitement.

La courbe de compactage est obtenue à partir des données contenues dans le tableau ci-dessus. À partir de la courbe ci-dessous, on peut déduire la masse volumique sèche maximale  $1.73 \text{ g/cm}^3$  qui correspond à une teneur en eau optimale 6% (voir figure 5.3).



**Figure 5.3.** Courbe de compactage (Essai Proctor normal)

Pour sol naturel sans traitement.

- **Résultats de l'essai Proctor standard :**
  - **Masse volumique sèche maximum  $\gamma_{dmax} = 1.73 \text{ g/cm}^3$**
  - **Teneur en eau optimale  $W_{opt} = 6\%$**

### 5.3 Equivalent de sable

L'objectif de l'essai est de déterminer la propreté d'un sable.

Les résultats d'équivalent de sable sont donnés dans le tableau 5.4 montré ci-dessous :

$$ESV (\%) = (h_2' / h_1) \times 100$$

	$h_1$	$h_2'$	ESV
<b>Essai 1</b>	4.6	3.6	78.26
<b>Essai 2</b>	4.4	3.5	79.54
<b>Moyenne</b>	4.5	3.55	78.90

**Tableau 5.4.** Résultat d'essai d'équivalent de sable.

L'essai est réalisé selon la norme : NF P 18-598: Sols : reconnaissances et essais - Equivalent de sable Octobre 1991.

Les valeurs de l'équivalent de sable indiquent la nature du sable en fonction du moyen de mesure et permettent d'apprécier la qualité pour composer un béton (voir tableau 5.5).

ESV (%)	ES (%)	Qualité du sable
ESV <65	ES<60	<b>Sable argileux</b> : risque de retrait ou de gonflement à rejeter pour des bétons de
65<ESV<75	60<ES<75	<b>Sable légèrement argileux</b> : de propreté admissible pour béton de qualité quand ou ne
75<ESV<85	70<ES<80	<b>Sable propre</b> : à faible pourcentage de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité
ESV>85	ES>80	<b>Sable très propre</b> : L'absence presque totale de fines argileuses risque d'entraîner un défaut de plasticité du béton qu'il faudra compenser par une

**Tableau 5.5.** Valeurs préconisées pour l'équivalent de sable

On constate que la valeur de l'équivalent de sable comprise entre 75 et 85,  $75 < 78.9 < 85$  donc **sable propre** : à faible pourcentage de fines argileuses convenant parfaitement pour les bétons de haute qualité.

#### 5.4 Densités spécifiques des grains solides méthode de pycnomètre

La masse volumique des particules solides (masse volumique absolue) a été déterminée à l'aide d'un pycnomètre. La masse volumique absolue est déterminée par le rapport entre la masse des grains solides et leur volume.

$$\gamma_s = \gamma_w (M_2 - M_1) / (M_4 + M_2 - M_1 - M_3) \text{ (g / cm}^3\text{)}$$

$M_1$  = Masse du pycnomètre

$M_2$  = Masse du pycnomètre

$M_3$  = Masse du pycnomètre

$M_4$  = Masse du pycnomètre pleine d'eau

$\gamma_s$  = Densité des grains solides

$\gamma_w$  = densité de l'eau = 1

N° d'essai	M <sub>1</sub>	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	M <sub>4</sub>	γ <sub>s</sub>
1	58.74	83.74	175.38	159.87	2.63

Tableau 5.6: Masse volumique absolue du sol.

### 5.5 Essai de cisaillement

L'essai a pour objet de mesurer les caractéristiques de rupture d'un échantillon de sol fin saturé soumis à un cisaillement direct selon un plan imposé, à une vitesse constante (voir figure 5.4).

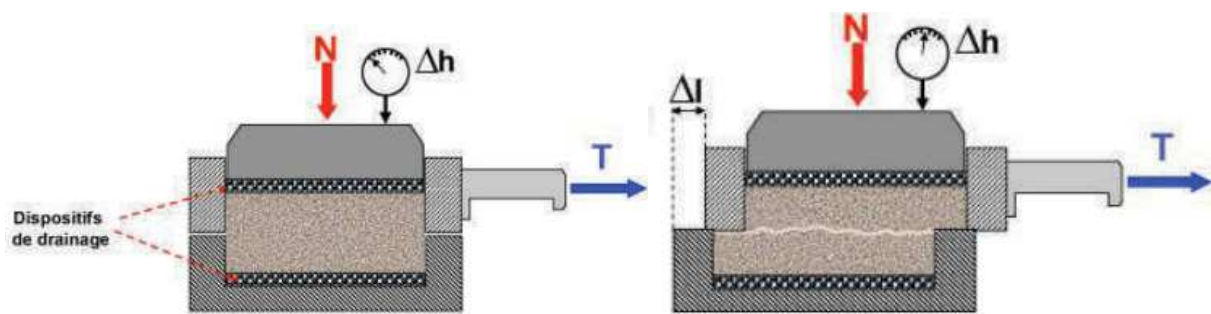


Figure 5.4 : Représentation schématique de la boîte de cisaillement.

**N** – effort normal ;

**T** – effort tangentiel ;

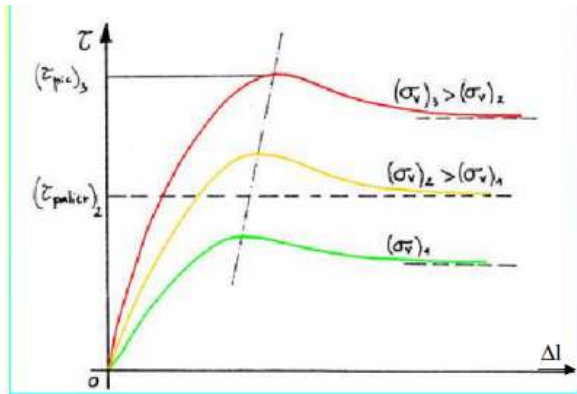
**Δh** déplacement vertical

**Δl** déplacement horizontal.

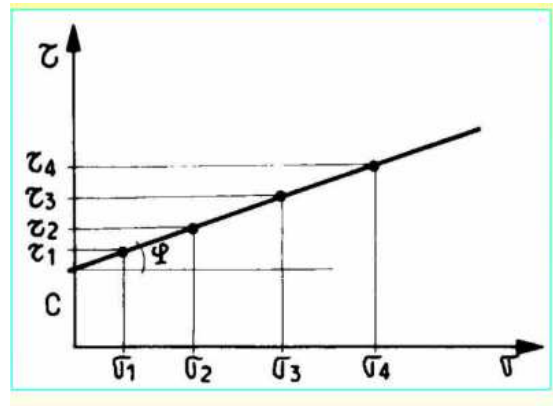
L'essai s'effectue sur une éprouvette de sol placée dans un bâti de cisaillement constitué de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement préférentiel correspondant au plan de cisaillement de l'éprouvette.

L'essai consiste à (selon la norme NF P94-071-1) :

L'essai est réalisé sur au minimum 3 éprouvettes en augmentant à chaque fois la contrainte normale appliquée. On obtient ainsi les courbes de cisaillement effort-déformation (voir figure 5.5) et l'on peut en déduire les droites ( $\tau ; \sigma_n$ ) pour les valeurs à la rupture et à l'état critique. Il est alors simple de déterminer l'angle de frottement  $\phi$  et la cohésion  $c$ , respectivement la pente et l'ordonnée à l'origine de ces droites (voir figure 5.6).



**Figure 5.5 :** Courbes contrainte – déplacement



**Figure 5.6 :** Détermination de  $\phi$  et C

Dans notre travail on a utilisé la boîte de cisaillement (trousse coupant) de forme ronde, de Diamètre 60mm

Hauteur 20 mm

Poids 46 g

Section 28.26 cm<sup>2</sup>

Volume : 56.52 cm<sup>3</sup>

Les essais ont été réalisés à **LTP Est de ANNABA.**

Vitesse de cisaillement = 1.2 mm/min

L'échantillon : Sol affaissable de Msila (Lekhmayess)

Type d'essai : UU : non consolider non drainée

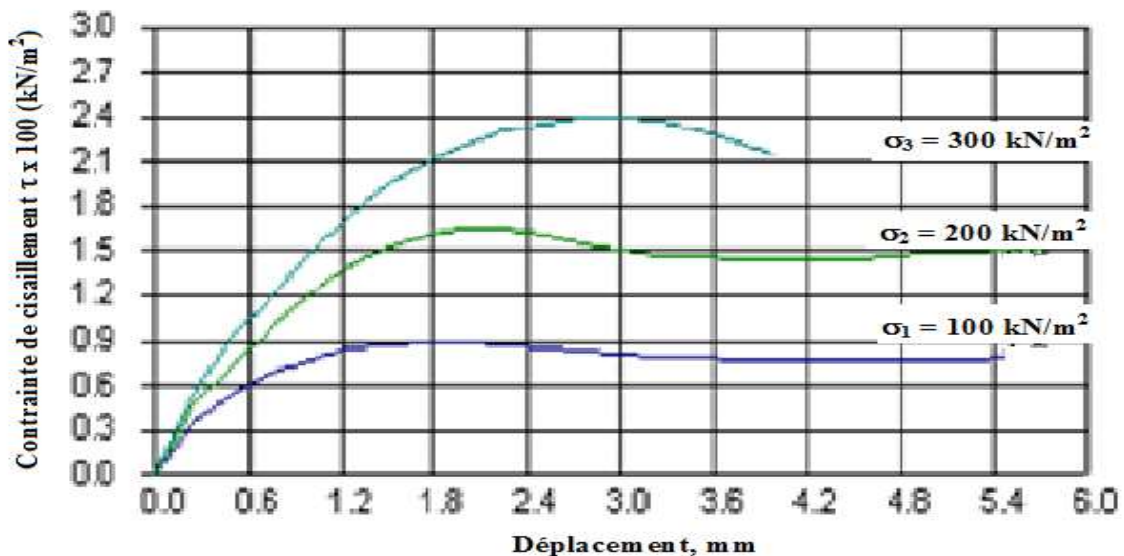
### 5.5.1 Caractéristiques initiales

Les caractéristiques initiales de l'échantillon sont présentées dans le tableau 5.7.

Echantillon	1	1	1
Contrainte verticale ( $\text{kN/m}^2$ )	100	200	300
Poids humide + moule (g)	149.4	149.4	149.4
Poids moule (g)	46	46	46
Poids net (g)	103.4	103.4	103.4
Volume ( $\text{cm}^3$ )	56.52	56.52	56.52
Densité Humide $\gamma_h$ ( $\text{g/cm}^3$ )	1.831	1.831	1.831
Teneur en eau $w$ (%)	5.8	5.8	5.8
Densité sèche $\gamma_d$ ( $\text{g/cm}^3$ )	1.73	1.73	1.73
Degré de saturation $S_r$ (%)	28	28	28

**Tableau 5.7 :** Les caractéristiques initiales de l'échantillon.

On représente sur la figure 5.7, l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement. On peut noter l'existence de pics très prononcés de contraintes tangentielles. Les déplacements correspondant à ces pics sont compris entre 3 mm pour  $\sigma_3 = 300$  kPa, 2.1 mm pour  $\sigma_2 = 200$  kPa, et 1.8 mm pour  $\sigma_1 = 100$  kPa. La contrainte de cisaillement à la rupture augmente évidemment quand la contrainte normale initiale s'accroît pour ensuite décroître jusqu'à atteindre la valeur résiduelle.

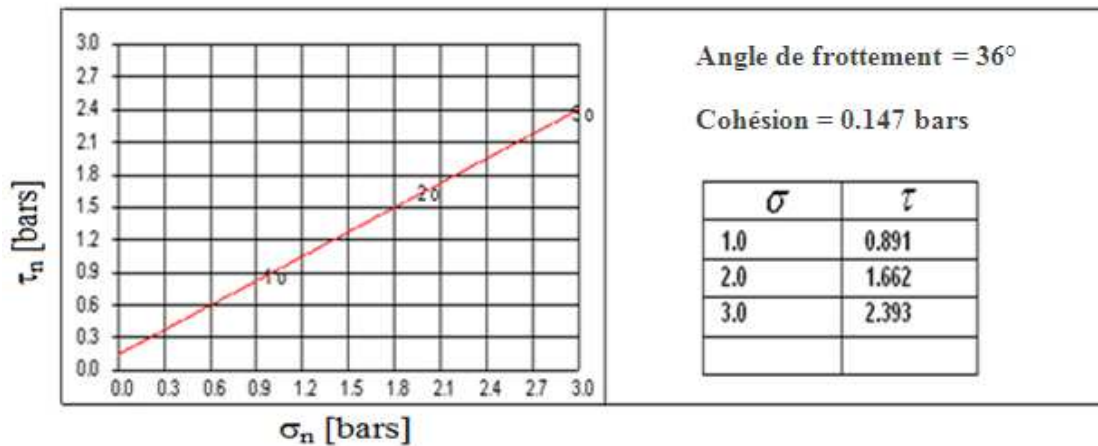


**Figure 5.7 :** Courbes contraintes de cisaillement/déplacement pour sol naturel.

La figure 5.8 présente la courbe enveloppe et détermine les deux paramètres de cisaillement :  $\phi$  est appelé l'angle de frottement, il représente la pente de la droite et



s'exprime en degré, et  $c$  est appelée la cohésion. La cohésion traduit « l'effet de colle » que l'on observe dans des argiles ou des sables partiellement saturés, elle est nulle pour un sable sec.

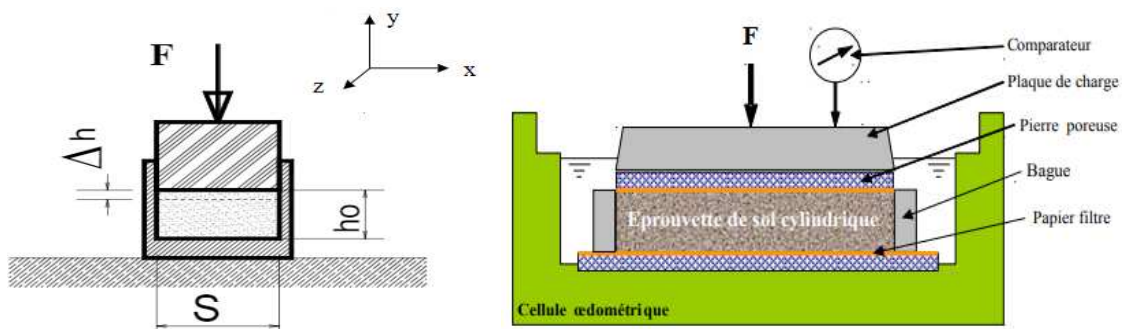


**Figure 5.8:** La courbe enveloppe du sol.

- Angle de frottement :  $\varphi = 36^\circ$
- Cohésion :  $C = 0.147 \text{ bar} = 14.7 \text{ kN/m}^2$

## 5.6 Essai œdométrique

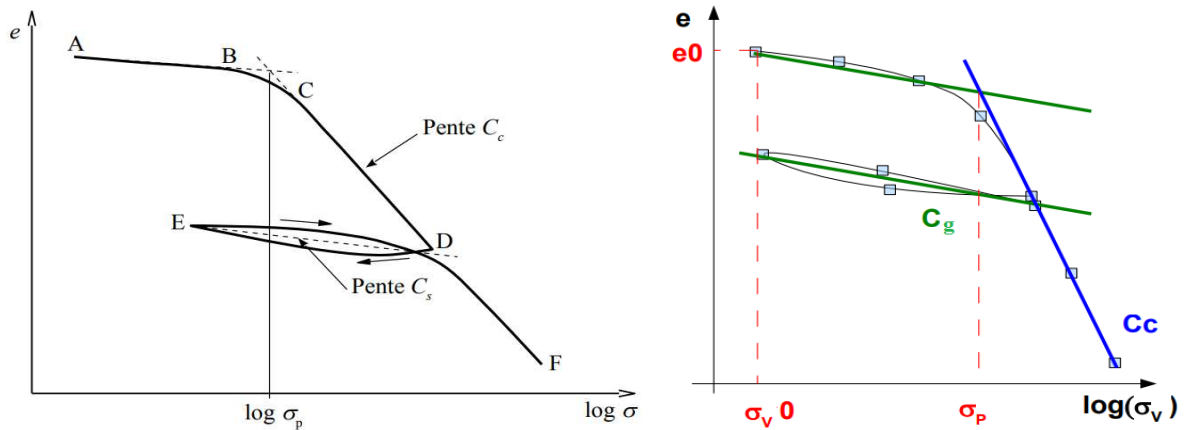
L'essai de consolidation est souvent considéré comme le plus important et le plus utile des essais que l'on peut faire sur les sols destinés à servir de fondation pour les structures. Les valeurs trouvées lors de cet essai servent dans la plupart pour la détermination des tassements. Le sol est placé dans une enveloppe rigide, on exerce sur sa partie supérieure une pression variable à l'aide d'un piston et on mesure les affaissements observés après stabilisation (voir figure 5.9). On détermine ainsi la relation entre les contraintes verticales et les déformations verticales.



**Figure 5.9 :** Représentation schématique d'une cellule œdométrique.

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

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



**Figure 5.10:** Exploitation de la courbe de compressibilité.

$C_c$  : Indice de compression

$e_0$  : Indice des vides initiale

$\sigma_0$  : Contrainte initiale

**Formules utilisé**

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

Coefficient d'affaissement  $C_p = \Delta h/h_0 = \Delta e/(1+e_0)$  .

**Classification de sol :** JENNINGS et KNIGHT (1975) donnent une classification des sols Affaissables en fonction de la gravité du problème et des valeurs de potentiel d'affaissement. Cette classification est représentée dans le **Tableau 5.8** suivant :

<b>Cp (%)</b>	<b>Degré du problème</b>
0 % à 1	Pas de problème (sol non collapsible)
1% à 5	Troubles les modérés (sol moyennement collapsible)
5 % à 10	Troubles
10 % à 20	Troubles sévère (sol très collapsible)
> 20 %	Troubles très sévères

**Tableau 5.8:** Classification des sols affaissables en fonction des valeurs de potentiel d'affaissement. Jennings et Knight (1975).

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

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

### 5.6.1 Interprétation des résultats

#### 5.6.1 .1 Sol non traitée

#### A. Etude des sols affaissables (Msila) : sol saturée à 200 KPa avant compactage

Echantillon	<b>1</b>
Contrainte verticale ( $\text{kg/cm}^2$ )	<b>0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0, 16</b>
Poids spécifique de l'échantillon	<b>2.7</b>
Indice du vide initial, $e_0$	<b>0.75</b>
Teneur en eau $W$ (%)	<b>2.5</b>
Indice de compression, $C_c$	<b>0.35</b>
Coefficient d'affaissement $C_p$ (%)	<b>8.17</b>

**Tableau 5.9** : Caractéristique de sol saturée à 200 KPa avant compactage

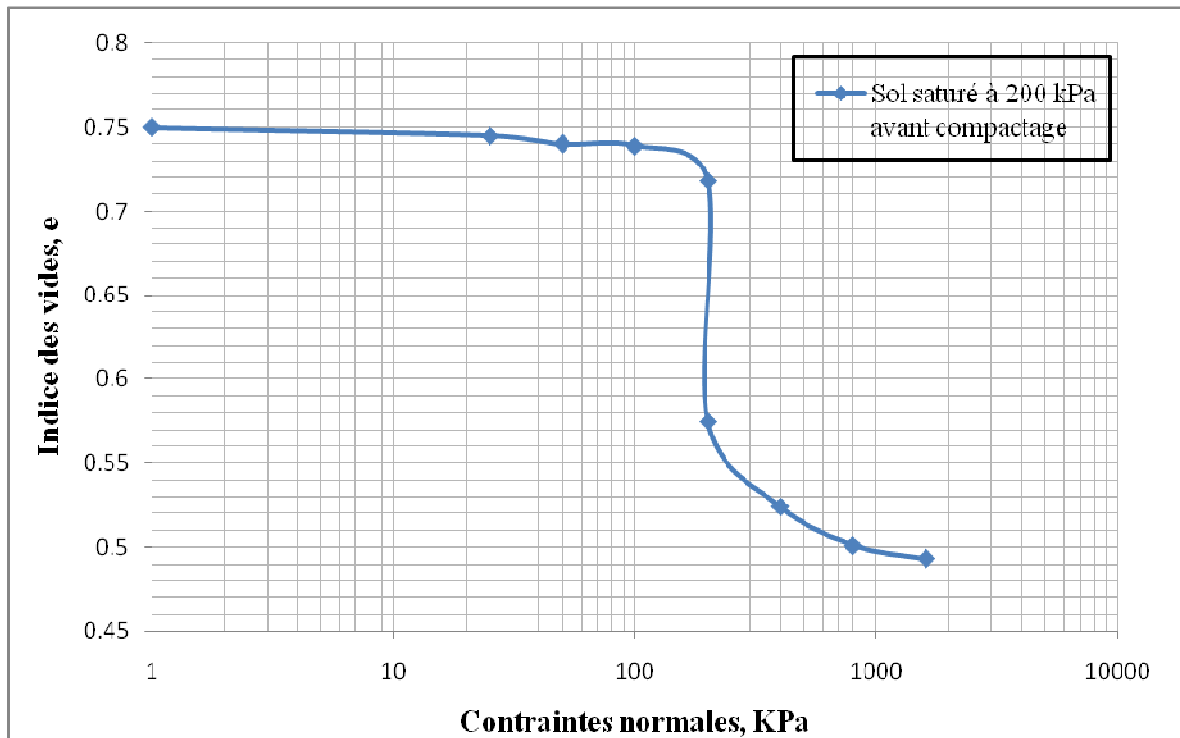
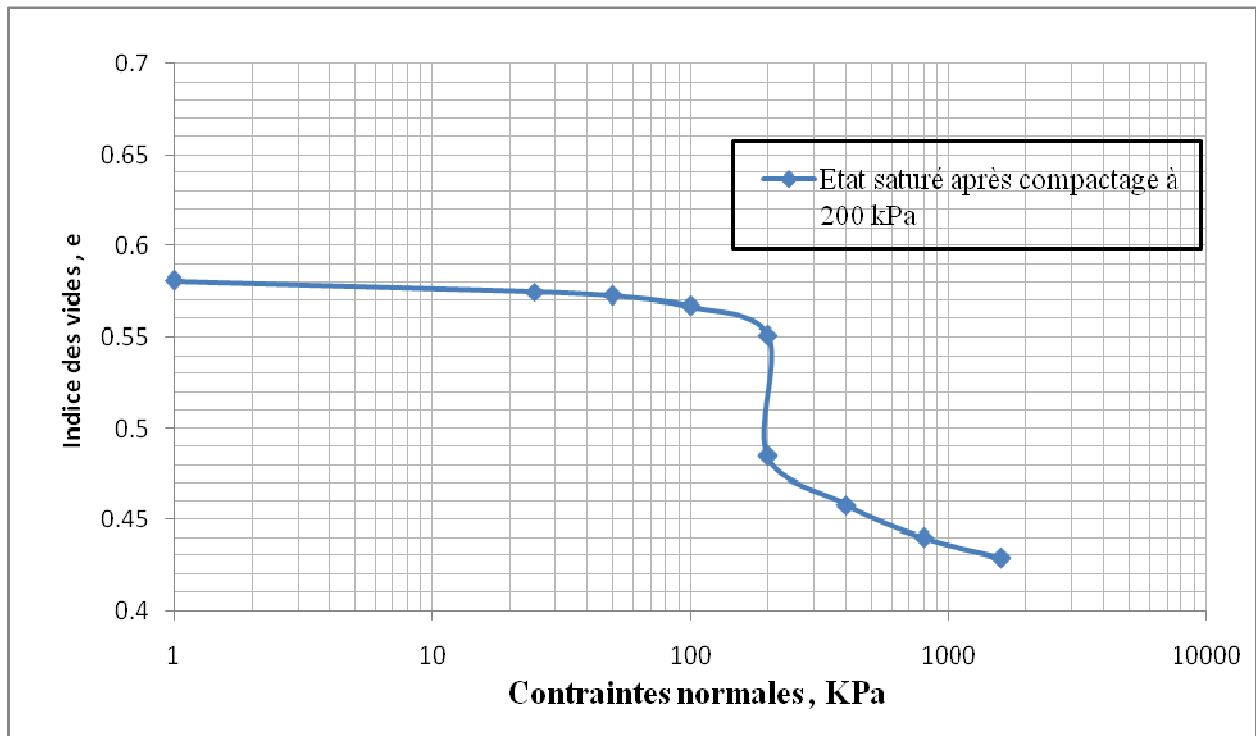


Figure 5.11 : Courbe de sol saturée à 200 KPa avant compactage.

**B. Etude des sols affaissables (Msila) : sol saturée à 200 KPa après compactage**

Echantillon	2
Contrainte verticale ( $\text{kg/cm}^2$ )	0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0, 16
Poids spécifique de l'échantillon,	2.7
Indice du vide initial, $e_0$	0.581
Teneur en eau $W$ (%)	6
Indice de compression, $C_c$	0.18
Coefficient d'affaissement $C_p$ (%)	4.17

Tableau 5.10 : Caractéristique de sol saturée à 200 KPa après compactage



**Figure 5.12 :** Courbe de sol saturée à 200 KPa après compactage

**C. Etude des sols affaissables (Msila) : Double oedomètre**

Echantillon	<b>3</b>
Contrainte verticale ( $\text{kg/cm}^2$ )	<b>0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0, 16</b>
Poids spécifique de l'échantillon,	<b>2.7</b>
Indice du vide initial, $e_0$	<b>0.581</b>
Teneur en eau $W$ (%)	<b>6</b>
Coefficient d'affaissement $C_p$ (%)	<b>6.1</b>

**Tableau 5.11:** Caractéristique d'essai double odomètre

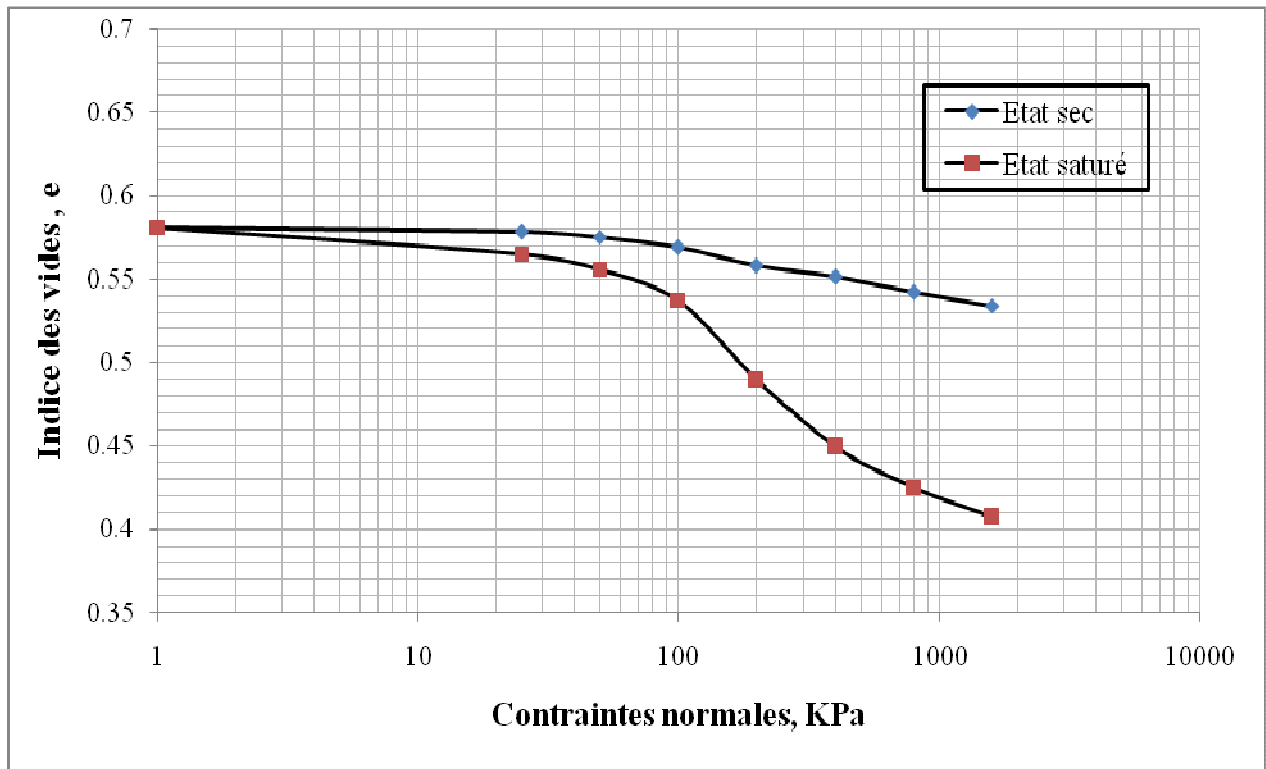


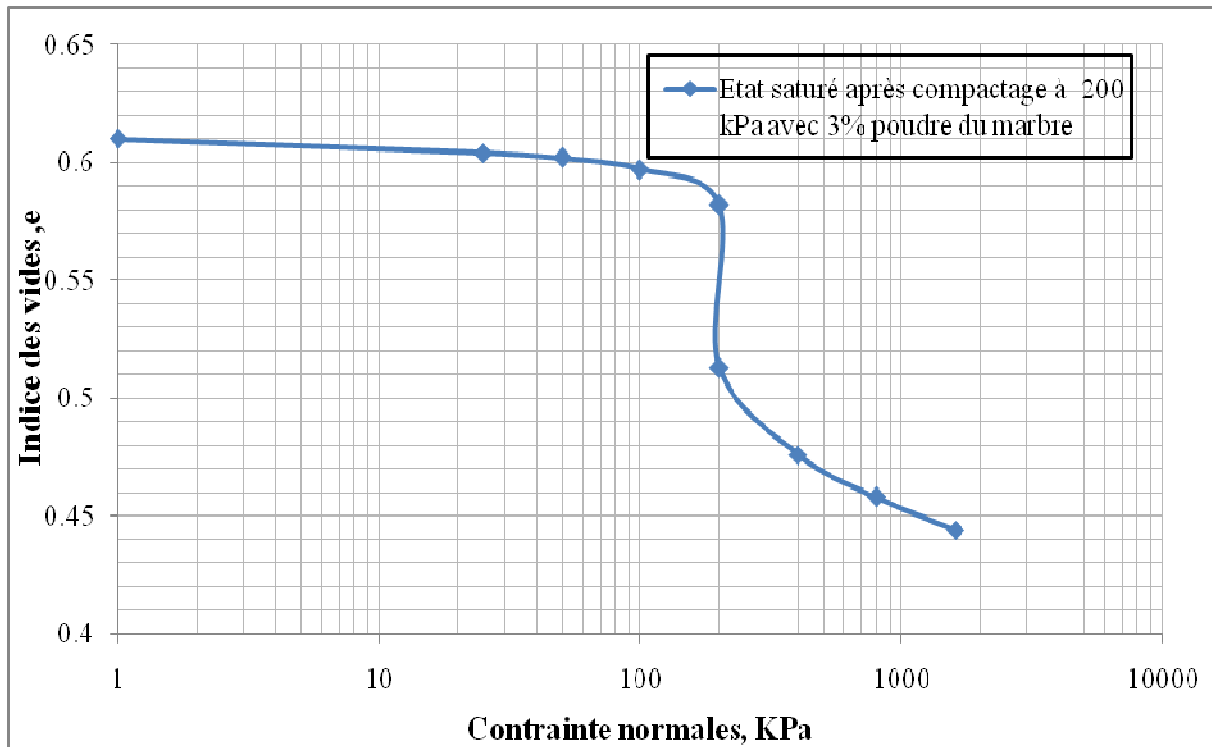
Figure 5.13: Courbe d'essai double oedomètre

5.6.1.2 Sol traitée

A. Etude des sols affaissables (Msila) : sol saturée à 200 KPa + 3% poudre du marbre

Echantillon	1
Contrainte verticale ( $\text{kg/cm}^2$ )	0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0, 16
Poids spécifique de l'échantillon,	2.7
Indice du vide initial, $e_0$	0.61
Teneur en eau $W$ (%)	6
Indice de compression, $C_c$	0.20
Coefficient d'affaissement $C_p$ (%)	4.3

Tableau 5.12: caractéristique de sol saturée à 200 KPa + 3% poudre du marbre

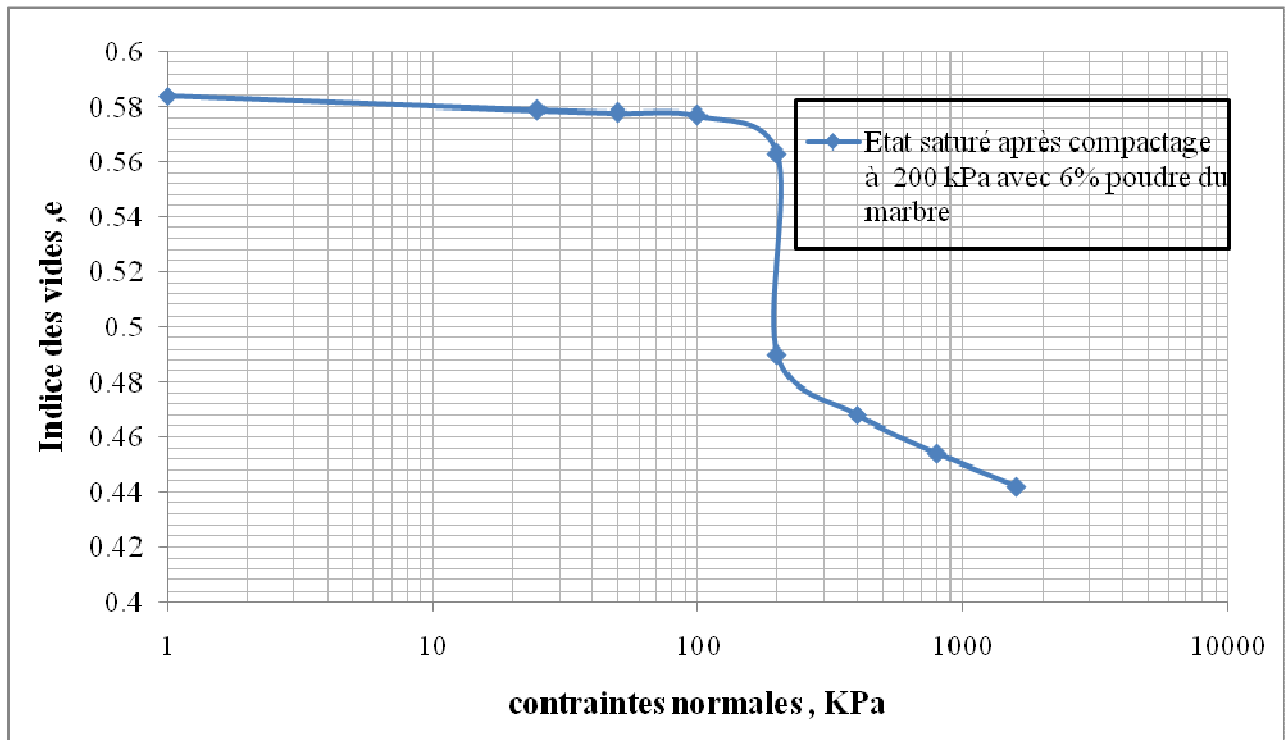


**Figure 5.14 :** Courbe de sol saturée à 200 KPa + 3% poudre du marbre

**B. Etude des sols affaissables (Msila) : sol saturée à 200 KPa + 6% poudre du marbre**

Echantillon	2
Contrainte verticale ( $\text{kg/cm}^2$ )	0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0, 16
Poids spécifique de l'échantillon,	2.7
Indice du vide initial, $e_0$	0.584
Teneur en eau $W$ (%)	6
Indice de compression, $C_c$	0.18
Coefficient d'affaissement $C_p$ (%)	4.6

**Tableau 5.13:** Caractéristique de sol saturée à 200 KPa + 6% poudre du marbre



**Figure 5.15 :** Courbe de sol saturée à 200 KPa + 6 % poudre du marbre

**C. Etude des sols affaissables (Msila) : sol saturée à 200 KPa + 8% poudre du marbre**

Echantillon	<b>3</b>
Contrainte verticale ( $\text{kg/cm}^2$ )	<b>0.25, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0, 16</b>
Poids spécifique de l'échantillon,	<b>2.7</b>
Indice du vide initial, $e_0$	<b>0.589</b>
Teneur en eau $W$ (%)	<b>6</b>
Indice de compression, $C_c$	<b>0.184</b>
Coefficient d'affaissement $C_p$ (%)	<b>5.09</b>

**Tableau 5.14 :** Caractéristique de sol saturée à 200 KPa + 8% poudre du marbre



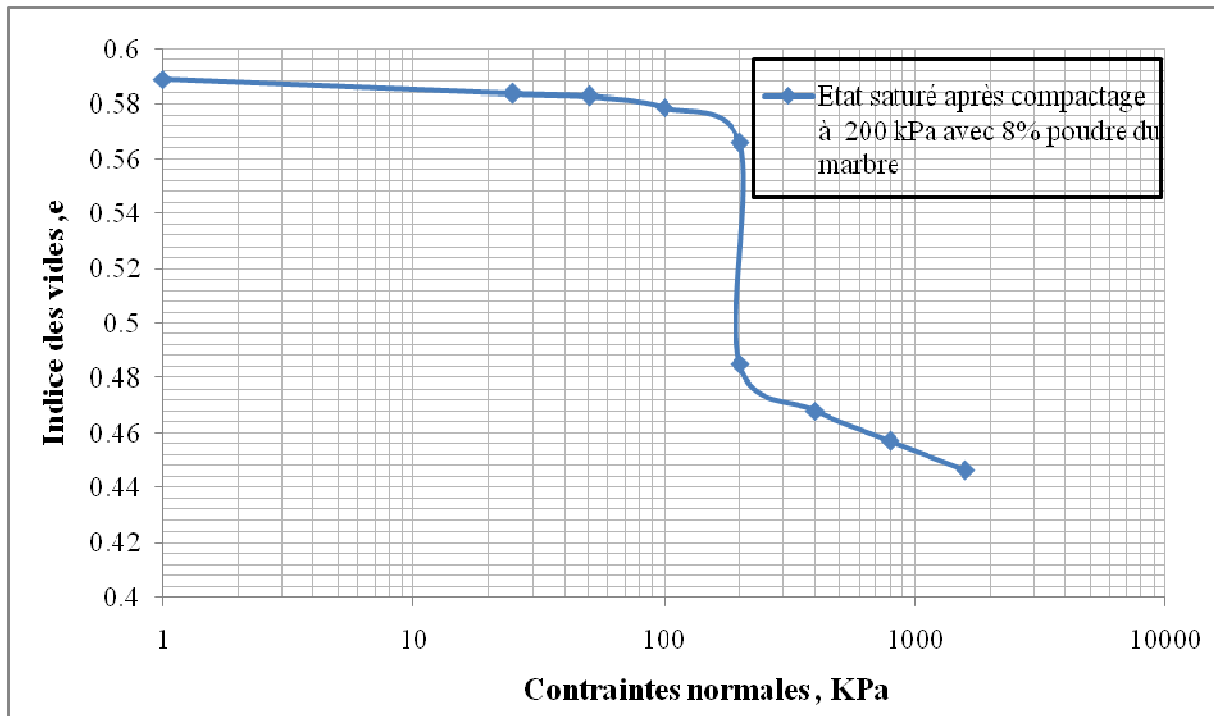


Figure 5.16 : Courbe de sol saturée à 200 KPa + 8% poudre du marbre

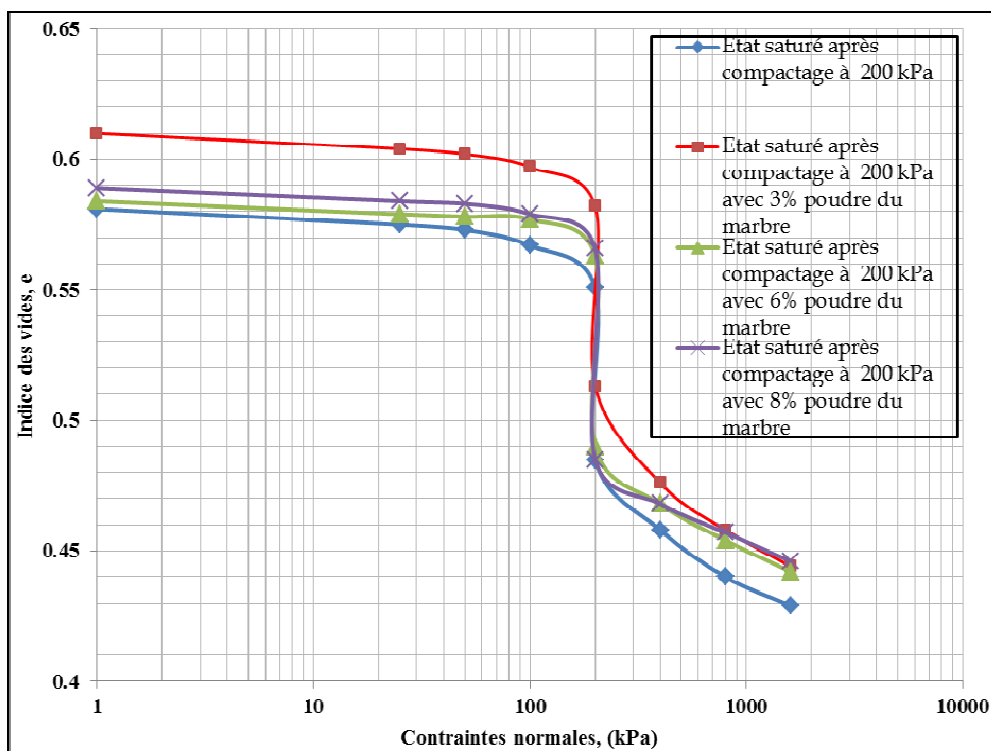
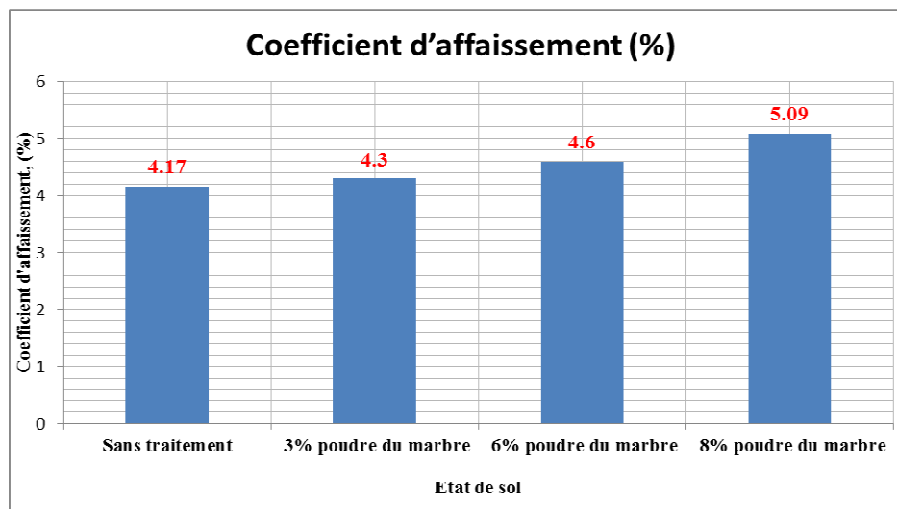


Figure 5.17 : Courbe des essais Œdométriques pour sol naturel sans traitement et avec différents pourcentages de la poudre du marbre.

D'après la figure 5.17 on remarque une augmentation de l'indice des vides à partir de l'état naturel à l'état saturée ; et une diminution pour chaque ajoute de poudre de marbre.

L'état de sol	Coefficient d'affaissement CP
Sol naturel sans traitement	4.17
Sol traite avec 3% poudre du marbre	4.3
Sol traite avec 6% poudre du marbre	4.6
Sol traite avec 8% poudre du marbre	5.09

**Tableau 5.15:** Les résultats des coefficients d'affaissement inondés à 200 kPa pour sol naturel sans traitement et avec différents pourcentages de la poudre du marbre.



**Figure 5.18 :** Histogrammes de variabilité de coefficient d'affaissement

D'après le tableau 5.15 et la figure 5.18 ; on remarque que le marbre augment l'affaissement de sol

## Conclusions

D'après les résultats qu'on a obtenus, dans ce chapitre on peut conclure que :

- D'après la teneur en eau on peut dire que le sol presque à l'état sec.

- La combinaison entre le tamisage et la sédimentométrie montre que le sol sable limoneux
- Pour le sol non traité non compacté : l'indice des vides ; le coefficient d'affaissement très augmenté et le sol compressible lorsque
- Pour le sol non traité compacté : l'indice des vides ; le coefficient d'affaissement diminue et le sol peu compressible lorsque

# Conclusions Générales

### Conclusions générales

La détermination du coefficient d'affaissement et les techniques d'amélioration des sols affaissables sont très importantes. L'application d'une de ces méthodes nécessite une bonne connaissance du sol à traité (granulométrie, composition, teneur en eau). Il existe un grand nombre de procédés différents, le but est de trouver la solution la plus efficace et la plus économique.

D'après les essais effectués de cette étude, on peut tirer les points suivants :

- D'après la classification USCS, le sol est classé comme SW (sable bien gradé et sable graveleux avec peu de particules fines).
- Les valeurs des paramètres de compactage normal pour le sol naturel sans traitement sont  $\rho_{dmax} = 1.73 \text{ g/cm}^3$  et  $\omega_{opt} = 6\%$ .
- Les paramètres de cisaillement du sol pour l'essai non consolidé ; non drainé (UU) sont : l'angle de frottement  $\phi = 36^\circ$  et la cohésion  $c = 14.7 \text{ kN/m}^2$ .
- La valeur d'essai équivalente de sable  $ESV = 78.9$  montre que le sable propre à faible pourcentage de fines argileuses convient parfaitement pour les bétons de haute qualité.
- Après avoir compacté le sol sans traitement et le sol traité par des pourcentages de 4%, 6% et 8% de la poudre de marbre et la réalisation des essais œdométriques. La plus grande valeur du coefficient d'affaissement ( $CP = 4.17\%$ ) est trouvée avec le sol sans traitement, suivi par ( $CP = 5.09$ ) pour le sol traité avec 8% de la poudre de marbre.
- En général l'addition de la poudre de marbre a une influence non considérable pour l'amélioration du sol étudié et la diminution du coefficient d'affaissement.

Références

Bibliographiques

## *Références bibliographiques*

1. **AYADAT.T.,BELOUAHRI.B.,AIT AMMAR.R (1995)** : La migration des particules fines comme approche d'explication du mécanisme de l'effondrement des sols.
2. **BOOTH A. R. (1977)** : Collapse Settlement in Compacted Soils. CSIR Res. Report 324, Council for Scientific and Industrial Research, Pretoria, South Africa.
3. **DUDLEY J. H. (1970)** : Review of collapsing soils. Journal of Soils Mechanics and Foundation Div., ASCE, **96(3)**, 925-947.
4. **HOUSTON S. L., HOUSTON W. N. and SPADOLA D. J. (1988)** : Prediction of field collapse of soils due to wetting. Journal of geotechnical Engineering, ASCE 6 vol. **114**, 40-59.
5. **Jennings J.E. et Knight K. (1957)** : The additional settlement of foundation due to collapse of sandy soils on wetting. Proc. 4 th ICSMFE 1. 316-319. (1.2.4), (1.4), (1.4.1).
6. **RIZKALLAH V. and KEESE K. (1989)** : Geotechnical properties of collapsible soils. Proc. 12th Int. Conf. of Soil Mechanics and FoundationsEngineering, August, 1989, Rio de Janeiro, Brazil; Rotterdam Brookfield: A. A. **BALKEMA**, **1**, 101-104.
7. **ROGERS C. D. F. (1995)** : Types and distribution of collapsible soil. In DERBYSHIRE, E., DIJKSTRA, T. A. and SMALLEY, I. J., (eds). The Genesis And Properties of collapsible Soils, Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, the Netherlands, 1-17.
8. **SINGER and al. (1989)** : Expansive and collapsible soils in semi-arid region, Pro. of 12th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Eng., Rio de Janeiro, **1**, 647- 650, Balkema, Rotterdam, Netherlands.
9. **SULTAN H. A. (1969)** : Collapsing soils: State of the Art. Proc. 7th Int. Conference on Soil Mech. and Found. Engineering, Mexico, **3**, 445-450.
10. **ZUR A. and WISEMAN G. (1973)**: A study of collapse phenomena of an undisturbed loess. Proceedings, 8th Conference, International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Moscow, **2(2)**, 265-269.
11. **J.P MAGNAN, 2000** : étude et réalisation des remblais sur les sols compressibles ; Le Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes ; 88 pp.

12. **Nouaouria Mohamed Salah (2005)** : Structure et comportement de l'affaissement du Loess. Thèse de doctorat, université d'Annaba.
13. **MACKECHNIE W. R. (1989)** : Collapsible and swelling soils part I: Collapsible soils, General Report Proc. 12 Int. Conf. Soil Mech. And Foundation Engineering, Rio de Janeiro, 4, 2485-2490.
14. **Bakir nassima** : (Traitement d'un sol affaissable par de forts teneurs en déchets d'aluminium) mémoire de master de génie civile université de M'sila (2015/2016)
15. **Messast salah** : (Rhéologie des sols affaissables - applications pour la conception des fondations).thèse de doctorat en vue de l'obtention du diplôme de doctorat en science option géotechnique ; université 20 août 1955- Skikda ; (2018)
16. **Nardjes DRAOU & Fadela NEBATI** : (stabilisation des sols fins) Mémoire de Master en Génie civil ; Spécialité : Ingénierie Des infrastructures de Base et Géotechnique ; université aboubaker belkaid tlemcen ; (2016)
17. **BELOUAHRI BRAHIM** : (Influence de la teneur en eau sur les caractéristiques de Résistance des sols affaissables vis-à-vis du cisaillement) mémoire de master en génie civil ; Université Mohamed Boudiaf - M'sila ; (2015/2016)
18. **Mme BENCHOUK. A** : (étude bibliographique sur les sols à problèmes en géotechnique) ; mémoire de master en Génie civil ; Spécialité Infrastructure des bases et géotechniques ; université de Aboubakr Belkaïd Tlemcen ( 2017/2018 )
19. **MASMOUDI affaf** : (Etude de certains paramètres de durabilité des systèmes de production céréaliculture-élevage dans le contexte de l'intégration des techniques de l'agriculture de conservation) mémoire de Magister spécialité Production Végétale et Agriculture de Conservation ; université FERHAT ABBAS SÉTIF (2011/2012)
20. **BELOUAHRI BRAHIM** : (Influence du compactage et de la teneur en argile sur les caractéristiques de résistance des sols affaissables vis-à-vis du cisaillement) mémoire de master en génie civil ; Université Mohamed Boudiaf - M'sila (2016/2017)
21. **Rouaigui Ammar** : (Amélioration des sols) mémoire de master en génie civil ; spécialité géotechnique ; Université 08 Mai 1945 de Guelma (2017)
22. **NOUAOURIA Mohamed Salah** : (Comportement Mécanique d'un Sable Argileux) mémoire de Magister ; Spécialité Structures, sol et Hydraulique ; université 08 Mai 1945 de Guelma (2012)
23. **Zouai Hakima & Rahmouni Fatïha** (étude comparative entre les résultats à la boîte de cisaillement des sols naturels et des sols traités ) mémoire pour l'obtention du



diplôme de Master Académique ;En Génie Civil ; Spécialité Géotechnique ,université  
Larbi tébessi– Tébessa 2016 / 2017

## *Normes*

**NF P 94 -056** : AFNOR (1996) Norme Française : Sols : Reconnaissance et Essais – Analyse granulométrique, méthode de tamisage par voie humide.

**NF P 94 -054** : AFNOR (1991) Norme Française : Sols : Détermination de la masse volumique des particules solide des sols –méthode de pycnomètre a eau.

**NF P 18-598**: Sols : reconnaissances et essais - Equivalent de sable Octobre 1991.

**NF P 94-093** : Sols : reconnaissance et essais - Détermination des références de compactage. d'un matériau - Essai Proctor normal - Essai Proctor modifié.

**XP P 94-090-1**: Sols: reconnaissance et essais Essai oedométrique partie 1 Décembre 1997.

**NF P 94-071-1 Aout 1994** : Sols : reconnaissances et essais – cisaillement direct sur les sols.